

T-UES

1501

P222d

2001

Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO DE PUENTE ENTRE GUARNECIA Y POTRERO SULA  
SOBRE EL RIO LEMPA, TEXISTEPEQUE, SANTA ANA.

PRESENTADO POR:

CARLOS EDUARDO PARADA

GERMAN HILDEBRANDO ROMERO PAZ

15102046

5233

PARA OPTAR AL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

15102046

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2001.

*Recibido el 18 Septiembre 2001*



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTORA**

:

**DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ**

**SECRETARIA GENERAL:**

**LICDA. LIDIA MARGARITA MUÑOS VELA**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**DECANO**

:

**ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES**

**SECRETARIO**

:

**ING. SAUL ALFONSO GRANADOS**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

**DIRECTOR**

:

**ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

*Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:*

**INGENIERO CIVIL**

*Título* :

**DISEÑO DE PUENTE ENTRE GUARNECÍA Y POTRERO SULA  
SOBRE EL RÍO LEMPA, TEXISTEPEQUE, SANTA ANA**

*Presentado por* :

**CARLOS EDUARDO PARADA  
GERMÁN HILDEBRANDO ROMERO PAZ**

*Trabajo de graduación aprobado por:*

*Coordinador* :

**ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO**

*Asesores* :

**MSC. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR  
ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS**

*Asesor externo* :

**ING. OSCAR ALFREDO DÍAZ CRUZ**

*San Salvador, Septiembre de 2001*

Trabajo de graduación aprobado por:

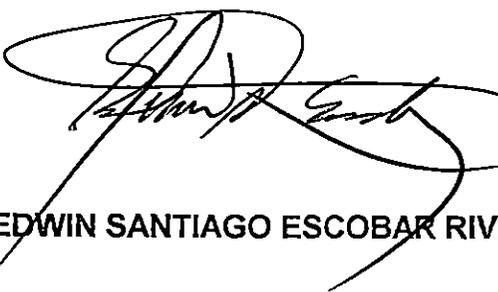
Coordinador :

  
ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO

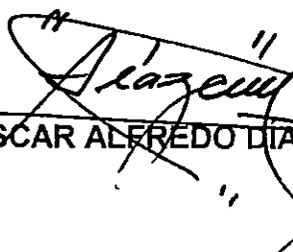
Asesor :

  
MSC. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

Asesor :

  
ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

Asesor externo :

  
ING. OSCAR ALFREDO DÍAZ CRUZ



## **AGRADECIMIENTOS**

A MI MADRE, María de la Paz Parada por ser quien, con mucho sacrificio me ayudo a terminar mi carrera, gracias madre te lo estoy eternamente agradecido.

*Carlos Eduardo Parada*

## **DEDICATORIA**

**A NUESTRO CREADOR:** Por ayudarme a culminar mis metas, aún con todas las adversidades que en el trayecto a realizarlas me haya tenido que enfrentar.

**A MI PADRE GERMAN FELIPE:** A quien le debo su esfuerzo para educarme como persona y como profesional, gracias por haber sido padre y madre en las buenas y en las malas, gracias Papá.

**A MI TIA ELISA:** Por ser realmente la única madre terrenal que en mi vida he reconocido, por sus consejos, apoyo y dedicación.

**A YANIRA COLINDRES:** Por su compañerismo, dedicación, comprensión y afectos dentro del matrimonio. Por ayudar a realizarme como padre, como compañero de vida y como profesional. Gracias Mi Amor.

**A MI HIJO FERNANDO:** Al mayor de mis orgullos, a quien le dedico este triunfo. Tú has sido la verdadera inspiración de todo esto hijo mío, y lo seguirás siendo por lo que me resta de vida. Te Amo.

**A MIS PARIENTES Y AMIGOS:** Que creyeron, creen y creerán en mi. Por su apoyo, aguante y dedicación a mi persona.

**A LOS INGENIEROS:** José Arnulfo Cárcamo y Cárcamo, Manuel Alfredo López, Edwin Santiago Escobar y al Ingeniero Oscar Alfredo Díaz Cruz, por su colaboración a la realización del presente documento.

**German H. Romero Paz**

## INDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>xviii</b>
 <b>CAPITULO I. GENERALIDADES.</b>	
1.1 Introducción .....	2
1.2 Antecedentes .....	3
1.3 Planteamiento del problema .....	5
1.4 Objetivos .....	6
1.5 Alcance global .....	7
1.6 Delimitaciones .....	7
1.7 Limitación .....	8
1.8 Justificaciones .....	8
 <b>CAPITULO II. MARCO TEORICO</b>	
2.1 Introducción .....	19
2.2 Aspectos a tomar en cuenta para el estudio del punto de emplazamiento .....	20
2.2.1 Morfología .....	20
2.2.1.1 Morfología alta .....	20
2.2.1.2 Morfología baja .....	21
2.2.1.3 Morfología de los cauces .....	22
2.2.2 Geomorfología .....	24
2.2.3 Hidrografía .....	26
2.2.4 Estudio hidrológico (Estimación del caudal máximo) .....	28
2.2.4.1 Introducción .....	28

2.2.4.2	Punto de control .....	29
2.2.4.3	Estudio de la cuenca .....	30
2.2.4.4	Tiempo de concentración de la cuenca.....	30
2.2.4.5	Intensidad de lluvia.....	31
2.2.4.6	Período de diseño .....	31
2.2.4.7	Métodos para la estimación de caudales máximos .....	32
2.2.4.8	Climatología .....	33
2.2.4.9	Características físicas de la cuenca .....	33
2.2.4.9.1	Orientación de la cuenca.....	33
2.2.4.9.2	Área de la cuenca .....	34
2.2.4.9.3	Longitud del cauce más largo.....	34
2.2.4.9.4	Perímetro de la cuenca .....	34
2.2.4.9.5	Elevación media.....	35
2.2.4.9.6	Pendiente media .....	35
2.2.4.10	Características físicas de comparación.....	36
2.2.4.11	Período de retorno.....	38
2.2.4.12	Cálculo de caudal máximo.....	38
2.2.5	Estudio hidráulico.....	39
2.2.5.1	Coefficiente de rugosidad de Manning.....	40
2.2.5.2	Curva de descarga natural .....	42
2.2.5.2.1	Tirante crítico y huella en el talud.....	44
2.2.5.2.2	Velocidad de agua.....	44

2.2.5.3	Longitud del claro y cota del tablero .....	46
2.2.5.4	Curva de remanso.....	48
2.2.6	Hidrogeología.....	49
2.2.7	Riesgo Sísmico.....	51
2.2.7.1	Evaluación de la sismicidad en El Salvador .....	54
2.2.7.1.1	Identificación y caracterización de fuentes sismogénicas .....	54
2.3	Marco geológico.....	57
2.3.7.1.1	Geología .....	57
2.2.8.2	Características geológicas de Chalatenango .....	57
2.2.8.3	Estudio de suelos .....	58
2.2.8.3.1	Sondeos.....	58
2.2.8.3.1.1	Investigación exploratoria.....	58
2.2.8.3.1.2	Numero de perforaciones .....	59
2.2.8.3.1.3	Profundidad de las perforaciones .....	61
2.2.8.3.1.4	Métodos de sondeos definitivos.....	62
2.2.8.3.1.5	Métodos geofísicos.....	63
2.2.8.3.2	Análisis de laboratorio .....	63
2.2.9	Estudio de transito .....	65
2.2.9.1	Estudios de origen y destino.....	65
2.2.9.1.1	Generalidades.....	65
2.2.9.1.2	¿Dónde hacer el estudio? .....	66

2.2.9.1.3	Personal y equipo.....	67
2.2.9.1.4	Delimitación y zonificación de la zona de estudio ....	67
2.2.9.1.5	Método de encuesta.....	68
2.2.10	Estudio topográfico.....	68
2.2.10.1	Levantamiento del eje del camino.....	71
2.2.10.2	Levantamiento del cauce.....	72
2.2.10.3	Levantamiento de secciones transversales sobre el río.....	72
2.2.11	Contenido del perfil ambiental.....	72
2.2.11.1	Generalidades.....	72
2.2.11.2	Perfil ambiental.....	73
 <b>CAPITULO III. ESTUDIOS TÉCNICOS</b>		
3.1	Introducción.....	75
3.2	Estudio topográfico.....	76
3.2.1	Criterios para la elección del tipo de obra.....	76
3.2.2	Alineamiento del camino.....	76
3.2.3	Eje principal del camino.....	77
3.2.4	Altimetría del eje principal.....	77
3.2.5	Tipos y corrección del alineamiento.....	78
3.2.5.1	Alineamiento simple.....	78
3.2.5.2	Alineamiento con esviaje.....	78
3.2.5.3	Corrección o cambio de alineamiento.....	78
3.3	Estudio de tránsito.....	78

3.3.1 Metodología usada para la obtención de los datos de campo .....	89
3.3.2 Proyección del trafico promedio diario.....	89
3.4 Estudio Hidrológico .....	89
3.4.1 Determinación de las características físicas de la cuenca.....	89
3.4.1.1 Área y perímetro de la cuenca.....	89
3.4.1.2 Longitud del cauce mas largo .....	91
3.4.1.3 Longitud de las curvas de nivel.....	91
3.4.1.4 Elevación media de la cuenca .....	91
3.4.1.4.1 Curva hipsométrica (1º Método) .....	92
3.4.1.4.2 Por medio de la formula 3.1 (2º Método) .....	94
3.4.1.5 Pendiente media.....	95
3.4.1.6 Características físicas de comparación .....	95
3.4.1.6.1 Coeficiente de compacidad .....	95
3.4.1.6.2 Factor de forma.....	96
3.4.1.7 Periodo de retorno.....	97
3.4.1.8 Tiempo de concentración .....	101
3.4.1.9 Calculo del caudal máximo .....	102
3.5 Estudio hidráulico.....	103
3.5.1 Determinación del caudal de aguas máximas.....	103
3.5.1.1 Coeficiente de rugosidad .....	103
3.5.1.2 Curva de descarga natural .....	104
3.6 Evaluación del perfil ambiental .....	108

3.6.1 Nombre del proyecto .....	108
3.6.2 Ubicación del proyecto .....	108
3.6.3 Descripción del proyecto .....	108
3.6.4 Descripción ambiental del área afectada .....	108
3.6.5 Aspectos socio-económicos culturales .....	111
3.6.6 Identificación de Impactos .....	111
3.6.7 Medidas de Protección Ambiental.....	112

#### **CAPITULO IV: ETAPA DE DISEÑO**

4.1 Introducción .....	115
4.2 Datos Generales .....	116
4.3 Diseño de la Losa.....	117
4.4 Diseño del Barandal.....	124
4.5 Diseño de Postes.....	128
4.6 Diseño de la Acera y Losa en Voladizo.....	132
4.7 Diseño de Diafragmas.....	137
4.8 Diseño de Vigas: .....	140
4.8.1 Vigas Interiores .....	142
4.8.2 Extremo de la viga.....	167
4.9 Diseño de cabezal y Pilas.....	185
4.9.1 Determinación de cargas debido al flujo de agua en el sentido transversal .....	188
4.9.2 Determinación de cargas debido al flujo de agua en el sentido	

longitudinal.....	189
4.9.4 Diseño Por efecto biaxial.....	190
4.10 Diseño Zapatas.....	196
4.11 Diseño de Estribos.....	200
<b>CAPÍTULO V: PRESUPUESTO</b>	
5.1 Presupuesto.....	210
5.2 Programación de la obra.....	212
<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
6.3 Conclusiones.....	219
6.2 Recomendaciones.....	223
<b>CAPÍTULO VII: BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>225</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>228</b>

## INDICE DE CUADROS

### Cuadro

1.1 Uso actual de los suelos rurales.....	9
1.2 Uso potencial de suelos .....	10
1.3 Numero de necesidades prioritarias departamento: Chalatenango municipio: nueva concepción. ....	13
1.4 Numero de necesidades prioritarias departamento: Santa Ana municipio: Texistepeque. ....	14
1.5 Necesidades por caserío o colonias .....	16
2.1 Principales cerros de El Salvador.....	23
2.2 Principales volcanes de El Salvador.....	24
2.3 Valores de rugosidad de ríos en curvas naturales. ....	41
2.4 Tabulación del calculo de la curva de descarga.....	43
2.5 Velocidad de corriente y capacidad de arrastre. ....	45
2.6 Encuesta de origen-destino. ....	70
3.1 Datos históricos del tránsito promedio diario. ....	80
3.2 Volumen de tráfico futuro tramo: Texistepeque-guarneecía.....	81
3.3 Volumen de trafico futuro tramo: Nueva Concepción – Potrero Sula .....	82
3.4 Volumen de trafico futuro en el puente s/río lempa tramo: Texistepeque- Guarneecía.....	83
3.5 Volumen de trafico futuro en el puente s/río lempa tramo: Nueva Concepción-Potrero Sula .....	84

3.6 Volumen de trafico futuro en el puente s/rió lempa ambos tramos o sentidos.....	85
3.6.1 Volumen de trafico atraído de zonas aledañas a Texistepeque .....	96
3.6.2 Volumen de trafico total en el puente s/rió lempa .....	87
3.7 Numero de viajes por zona de trafico .....	88
3.8 Utilización del puente .....	88
3.9 Numero de viajes por motivo de utilización.....	89
3.10 Longitud de curvas de nivel.....	91
3.11 Tabulación para la curva hipsométrica .....	92
3.12 Registros de caudales máximos anuales de la estación paso del oso .....	97
3.13 Cálculo de las estadísticas de los registros de caudal máximo anuales de la estación hidrometeorologica paso del oso .....	99
3.14 Cálculo de caudales para diferentes "t" .....	100
3.15 Criterios de diseño generalizado para estructuras de control de agua .....	101
3.16 Resumen del calculo del factor geométrico .....	105
3.17 Vegetación predominante.....	109
3.18 Fauna.....	110
3.19 Resumen de costos ambientales.....	113
4.1 Resumen de Perdidas (A) .....	160
4.2 Resumen de Perdidas (B) .....	161
4.3 Distribución de carga en estribo .....	203
5.1 Cantidad de materiales.....	212

5.2 Costos de acero .....214

## INDICE DE FIGURAS

### Figura

1.1 Puente colgante peatonal, estado actual vista frontal.....	4
1.2 Puente colgante peatonal, vista lateral aguas abajo. ....	5
1.3 Municipio de Nueva Concepción: Uso potencial de suelos .....	11
1.4 Municipio de Texistepeque: Uso potencial de suelos.....	11
2.1 Caso de morfología alta en el Río Lempa.....	22
2.3 División de El Salvador en Región Hidrográfica.....	27
2.5 Área para objeto de arrastre.....	48
2.6 Humedad de talud en el Río Lempa. ....	50
2.7 El Salvador Zonificación Sísmica. ....	56
3.1 Curva hipsométrica .....	93
3.3 Caudal máximo anual para el río lempa estación paso del oso.....	98
3.4 Lecho del cauce .....	103
3.5 Curva de descarga natural .....	107
4.1 Sección transversal del puente.....	117
4.2 Distribución de cargas en el barandal.....	125
4.3 Sección de tubo para barandal .....	128
4.4 Distribución de carga .....	128
4.5 Distribución de carga para determinar cortante en la base .....	131
4.6 Distribución de cargas caso 1.....	134
4.7 Distribución de cargas caso 2a.....	135

4.8 Distribución de cargas caso 2b.....	136
4.9 Distribución de carga sobre Diafragma.....	137
4.10 Carga de llanta trasera sobre diafragma.....	137
4.11 Viga tipo IV.....	140
4.12 Viga Compuesta.....	141
4.13 Distribución Carga viva de camión tipo.....	146
4.14 Carga factorada de rueda.....	146
4.15 Posición calculada de R. ....	147
4.16 Carga de Carril.....	148
4.17 Ubicación de Tendones.....	153
4.18 Carga por Accidente.....	169
4.19 Distribución Carga viva de camión tipo.....	171
4.20 Carga factorada de rueda.....	172
4.21 Carga de carril.....	173
4.22 Condición de carga peatonal mas trafico.....	174
4.23 Carga Peatonal.....	175
4.24 Cortante de carga viva a h/2 de la cara del apoyo.....	178
4.25 Cortante de carga viva a h/4 de la cara del apoyo.....	177
4.26 Cortante de carga viva a h/3 de la cara del apoyo.....	180
4.27 Dimensionamiento de Cabezal y Pila.....	185
4.28 Voladizo de cabezal.....	186
4.29 Presión ejercida por el agua transversalmente.....	189

4.30 Presión ejercida por el agua longitudinalmente.....	190
4.31 Sección transversal de pila.....	190
4.32 Dimensionamiento de Estribo.....	200
4.33 Pantalla.....	201
4.34 Distribución de carga en estribo.....	203
4.35 Distribución de carga en pantalla.....	205
4.36 Distribución de carga en zapata.....	207
5.1 Programa de trabajo.....	217

## INTRODUCCION

El puente que se diseño, se hizo con el objetivo de mejorar las condiciones de transporte entre los departamentos de Santa Ana y Chalatenango, para el cual se siguieron etapas de estudio fundamentales que sirvieron para determinar las características del lugar de emplazamiento del puente.

Los estudios considerados en el trabajo son: el Estudio Topográfico, Estudio Hidráulico, Estudio Hidrológico, Estudio de Trafico y perfil ambiental. Los cuales están desarrollados en el trabajo, a excepción del Estudio Geológico, que solamente es descrito textualmente, por no haber tenido los medios para realizar dichas pruebas.

Para efectuar el diseño estructural del puente, se utilizo las American Association of State Highway and Transportation Official AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, (Estados Unidos: Washington, 1996), y para el análisis sísmico se completo con lo establecido en el reglamento de Emergencia para el Diseño Sísmico de la República de El Salvador , 1994.

El analisis se efectuo primeramente para la superestructura y luego para la subestructura. La carga de diseño utilizada es la HS- 20-44 especificada el las norma AASHTO-96.

El la superestructura se fueron analizando los distintos miembros que la conforman, para las cuales se siguieron para su diseño las especificaciones que se mencionan a continuación:

# *Generalidades*

## *Capítulo I:*

## 1.1 INTRODUCCIÓN

A medida que el hombre ha evolucionado en su medio social y productivo buscando las mejores alternativas de diseño para aplicarlas en diferentes áreas tales, como: la agricultura, la ganadería, la avicultura, la construcción, etc. En este proceso de diseño ha alcanzado la satisfacción de sus necesidades y ha generado desarrollo económico, social e industrial de su entorno.

En la actualidad El Salvador se encuentra afectado por diferentes factores económicos, sociales y ambientales que lo obligan a la búsqueda continua del desarrollo de sus pueblos y ciudades. Estos factores tales como la globalización, superpoblación, desempleo, desastres naturales, etc. originan exigencias y necesidades que deben suplirse de forma inmediata.

En este caso en particular la exigencia a cubrir es el diseño de un puente para su pronta ejecución.

El presente trabajo de graduación titulado " DISEÑO DE PUENTE ENTRE GUARNECIA Y POTRERO SULA SOBRE EL RIO LEMPA, TEXISTEPEQUE, SANTA ANA"; pretende establecer un apropiado diseño del puente a implementar en el punto en estudio, con el único objetivo de mejorar las condiciones de transporte entre los departamentos de Santa Ana y Chalatenango. Es evidente que al implementar una estructura de este tipo será notable el desarrollo que se producirá en las comunidades aledañas, así como el beneficio que los departamentos antes mencionados tendrán.

## 1.2. ANTECEDENTES

Las obras de paso como puentes, bóvedas y puentes canal, son la solución viable para la comunicación de un lugar a otro, cuando no se dispone de una vía continua y el paso se dificulta debido a quebradas y ríos; frenando el desarrollo económico, cultural, urbano y del transporte.

Los cantones Guarnecia, El Tamarindo, El Jute, Costa Rica, Chilcuyo, San Miguel, Santo Tomas y Cujucuyo pertenecientes al municipio de Texistepeque del departamento de Santa Ana; y los cantones Chilamates, El Gavilán, El Zapote, Laguna Seca, Las Tablas, Potrero Sula, Sunapa, Vado Cebadilla, Amatal y Peñanalapa pertenecientes al municipio de Nueva Concepción en el departamento de Chalatenango, presentan las condiciones anteriormente descritas; de allí surge la necesidad de elaborar un estudio en la intersección del Río Lempa y carretera terciaria calle Potrero Sula el Vado, para mejorar el acceso a servicios básicos como: salud, educación, electricidad, agua potable, telecomunicaciones, transporte y seguridad pública.

Actualmente la única vía de comunicación entre los cantones citados es un puente colgante peatonal (ver figuras 1.1 y 1.2), que se necesita reemplazar por una estructura que mejore la capacidad de transporte para el beneficio de todos los usuarios.

Por ser zona de producción agrícolas, granos básicos, productos lácteos, ganadería vacuno, porcino y caballar, necesitan movilizar sus productos para comercializarlos; así mismo para conseguir abono y abastecerse de alimentos.

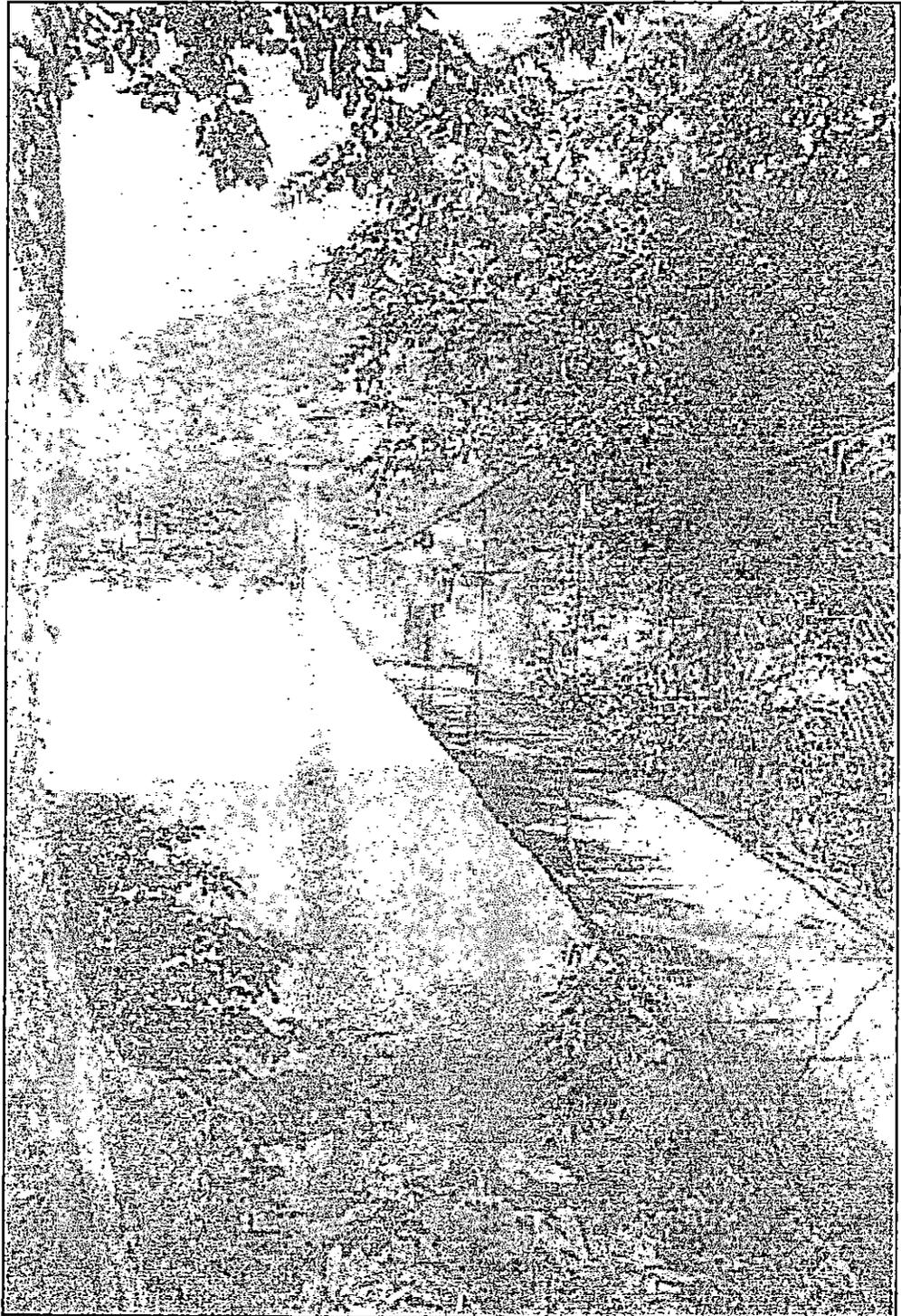


FIGURA 1.1

*Puente colgante peatonal, estado actual vista frontal.*



FIGURA 1.2

*Puente colgante peatonal, vista lateral aguas abajo.*

La falta de un puente que comunique directamente los municipios de Nueva Concepción y Texistepeque, con la suficiente capacidad para transportar en cantidades los productos que producen, les limita en la comercialización de bienes y servicios encareciéndolos debido a los altos costos de transporte.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La época invernal es la estación favorable para la producción agraria y ganadera, momento en el cual el agricultor mueve sus productos a las ciudades principales para su comercialización; evento que se limita en parte entre los departamentos de Santa Ana y Chalatenango por no contar con una vía de comunicación directa entre ellos; provocando alzas en sus productos.

Debido a lo anterior las comunidades de los cantones de Guarnevia en el departamento de Santa Ana y Potrero Sula en el departamento de Chalatenango, están limitados en su desarrollo socio-económico debido a la carencia de una infraestructura vial apropiada; ya que solamente cuentan con un puente colgante peatonal (Ver figuras 1.1 y 1.2), que es inseguro por su calidad y su corta vida útil. También está condicionado a que no se puedan usar para transportar vehículos livianos y mucho menos vehículos pesados, resultando inconveniente para los usuarios del mismo.

La infraestructura vial es un elemento indispensable para el desarrollo de todas las comunidades. Por esta razón se quiere dar solución al problema, planteando una alternativa de diseño; considerando las condiciones propias del lugar, accesibilidad y métodos de construcción apropiados para contribuir en el mejoramiento de las condiciones socio-económicas de la población de los cantones antes mencionadas.

#### **1.4. OBJETIVOS**

##### **OBJETIVO GENERAL.**

Elaborar el diseño y el presupuesto del puente en la intersección del camino rural (calle Potrero Sula cantón el Vado) que comunica a los cantones de Guarnevia de Santa Ana y Potrero Sula de Chalatenango, basándose en los estudios técnicos requeridos.

## **OBJETIVOS ESPECIFICOS.**

1. Realizar los estudios técnicos (Hidrológico, Geológico, Topográfico, Morfológicos, Suelos, Hidrografía, Sismicidad) requeridos para diseñar la estructura de un puente sobre el Río Lempa, que cumpla las normas técnicas de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte, por sus siglas en ingles (AASHTO) y estándares establecidas en los diferentes estudios.
2. Elaborar el diseño del puente de acuerdo a los resultados obtenidos con los estudios previos.
3. Elaborar el presupuesto del proyecto para su eventual financiamiento

### **1.5. ALCANCE GLOBAL**

- El presente trabajo de graduación establecerá una propuesta de diseño y presupuesto del puente sobre el Río Lempa entre los cantones de Guarnevia de Santa Ana y Potrero Sula de Chalatenango considerando normas AASHTO y basados en estudios previos en coordinación con el Ministerio de Obras Públicas (MOP)

### **1.6. DELIMITACIONES**

- El Estudio Hidrológico estará sujeto a la disponibilidad y confiabilidad de los registros existentes, proporcionados por el Ministerio de Agricultura y Ganadería, MAG; y la información hidrográfica que nos pueda brindar CEL respecto a áreas de recogimiento de caudal a partir de la estación hidrométrica más cercana al punto en estudio.

- Para el diseño del puente, se utilizarán las normas que se encuentren disponibles en la Dirección General de Caminos e instituciones encargadas en el diseño de los mismos.
- La Elaboración del presupuesto estará delimitada al cálculo de cantidad de obra, no se realizarán los análisis de costos ya que los costos unitarios serán proporcionados por el Ministerio de Obras Publicas MOP; y así obtener el costo total de la obra.
- El estudio del Impacto Ambiental se ha convertido en un requisito obligatorio, previo a la ejecución de cualquier tipo de obra de construcción; el presente trabajo solamente contemplará aspectos ambientales.

#### **1.7. LIMITACION**

- Para el análisis dinámico del puente se hará uso de las normas técnicas internacionales AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), por no contar con normas salvadoreñas específicas para realizar dicho análisis.

#### **1.8. JUSTIFICACIÓN**

En los últimos años diferentes zonas rurales del país han logrado un aumento en su perfil de desarrollo económico por medio de la agroindustria, actividades agropecuarias, educación, electricidad, abastecimiento de agua y red de alcantarillados.

Entre los sectores deficientes que los municipios mencionados poseen son: el municipio de Texistepeque cuenta con un índice de analfabetismo

comprendidos en el rango de 5-9 años de edad con un 55.84%, y el municipio de Nueva Concepción su población analfabeta está comprendida entre los 5-14 años de edad es de un 36.82%.

El sector económico tiene gran auge en el comercio al por menor, dado que existen 74 establecimientos de microempresas solamente en Texistepeque y 267 establecimientos en Nueva Concepción. Los cultivos predominantes entre los dos municipios son el maíz, maicillo y frijol con índices del 100%, 95.0% y 51.0% respectivamente para el municipio de Nueva Concepción; y del 100%, 73.91% y 69.57% para el municipio de Texistepeque. En cuanto al área pecuaria, predomina la crianza de ganado con índices del 35.0% y 56.52%<sup>1</sup> (Ver cuadro 1.1).

Se cultiva también arroz, verduras, frutas, hortalizas, ajonjolí, cacahuete, cebolla, crianza de aves y cerdos a menor cuantía.

CUADRO 1.1  
USO ACTUAL DE LOS SUELOS RURALES

Tipo de actividad	Nueva Concepción		Texistepeque	
	Nº de caseríos	Porcentaje de caseríos (%)	Nº de caseríos	Porcentaje de caseríos (%)
Maíz	23	100	37	100
Frijol	16	69.57	19	51
Maicillo	17	73.91	35	95
Arroz	4	17.39	1	3
Verduras	-	-	4	11
Frutas	-	-	3	8
Caña de azúcar	6	26.09	-	-
Hortalizas	-	-	5	14
Ajonjolí	1	4.35	3	8

<sup>1</sup>FUENTE: ELABORADO EN BASE A ENCUESTAS A COMUNIDADES

Tipo de actividad	Nueva Concepción		Texistepeque	
	Nº de caseríos	Porcentaje de caseríos (%)	Nº de caseríos	Porcentaje de caseríos (%)
Cacahuete	-	-	5	14
Cebolla	-	-	1	3
Cerdos	2	8.7	3	8
Ganado	13	56.52	13	35
Aves	-	-	10	27
<b>Total de caseríos</b>	23 Encuestados		37 Encuestados	

<sup>1</sup>FUENTE: ELABORADO EN BASE A ENCUESTAS A COMUNIDADES

El uso potencial de los suelos por municipio se clasifica en el cuadro 1.2

CUADRO 1.2  
USO POTENCIAL DE SUELOS

Tipo de suelo	Nueva Concepción		Texistepeque	
	%	Área en Km <sup>2</sup>	%	Área en Km <sup>2</sup>
III	56.90	145.37	-	-
IV	0.29	0.74	-	-
V	30.84	78.79	25.05	44.53
VI	11.59	29.54	18.72	33.27
VII	0.41	1.05	56.53	99.97
Total rural	100.00	255.49	100.00	177.77
Total urbano		2.00		1.20

FUENTE: SRN-ILYP EN BASE A PLANOS DEL IGN.

De acuerdo a la distribución de suelos según su clasificación agrologica, en el municipio se Nueva Concepción el 42.81% están representados por los suelos tipo V, VI y VII los cuales son aptos para cultivos permanentes, cultivos forestales, reservas ecológicas, etc.

Los suelos clasificados como tipo III y IV representan el 57.19%, que son aptos para cultivos anuales intensivos.

El municipio de Texistepeque cuenta con el 100% de los suelos como tipo V, VI y VII aptos para cultivos permanentes, cultivos forestales, reservas ecológicas, etc.

En las figuras 1.3 y 1.4 se muestra la distribución del uso potencial del suelo por municipio.



FIGURA. 1.3

*Municipio de Nueva Concepción: Uso potencial de suelos*

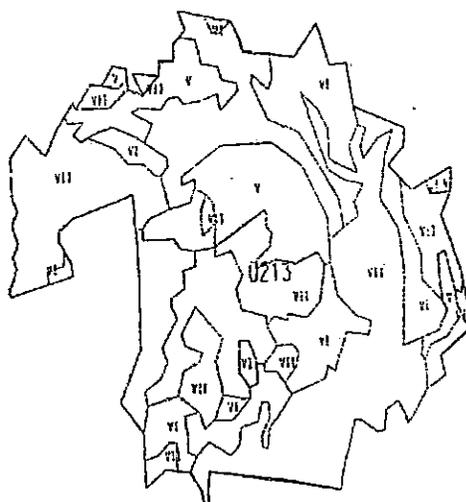


FIGURA. 1.4

*Municipio de Texistepeque: Uso potencial de suelos*

En los cuadros 1.3 y 1.4 se muestra el número de necesidades prioritarias por cantón y caserío para los municipios de Nueva Concepción y Texistepeque respectivamente.

También debe considerarse las diferentes ventajas implícitas que se obtendrían con la construcción del puente, por ejemplo la reducción de costos en el transporte de materiales pesados o en grandes cantidades como arena, grava y cemento, esto como consecuencia de la existencia de una vía adecuada y un correcto emplazamiento del puente, o la carretera terciaria en óptimas condiciones; además de lograrse ahorro de tiempo de transporte. De igual manera se beneficiarán directamente un número aproximado de 45,000 personas entre un cantón y otro según datos obtenidos de la Corporación Departamental para el Desarrollo Integral de Chalatenango.

**CUADRO 1.3**  
**NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS**  
**DEPARTAMENTO: CHALATENANGO MUNICIPIO: NUEVA CONCEPCION**

CANTON	CASERIO O COLONIA	NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS DE LA COMUNIDAD EN:					
		SALUD PUBLICA	INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA	SERVICIO DE ENERGIA ELECTRICA	COMUNICACIONES Y TRASPORTES	FINANCIAMIENTO Y AYUDA TECNICA	VIAS DE COMUNICACION
Potrero Sula	San José Chilin	0	0	0	0	0	1
El Gavilán	El Astillero	3	1	1	1	1	0
Laguna Seca	Buena Vista	2	0	0	0	1	1
Laguna Seca	El Paterno	0	1	1	0	0	1
Laguna Seca	El Sitio	2	0	0	1	1	1
Laguna Seca	La Ceiba	2	0	0	0	1	1
Laguna Seca	La Puya	0	0	1	0	0	1
Laguna Seca	Laguna Seca	1	1	0	1	1	0
Laguna Seca	Los Colorados	2	0	0	0	1	1
El Zapote	El aceituno	1	1	1	1	0	1
El Zapote	El Horniguero	1	1	1	0	1	1
El Zapote	El Zapote	1	1	1	0	0	2
El Zapote	Las Casitas	0	1	1	0	0	2
Zunapa	Barrancón	2	1	0	1	1	1
Zunapa	Laguneta	1	1	1	1	1	1
Potenciana		1	1	1	0	0	0
Santa Rita Cimarrón		2	1	1	0	1	1
Chilamates		0	1	0	0	0	1
Chilamates	Arracaos	1	1	0	0	0	1
Santa Rosa	Las Brisas	0	1	0	0	1	2
Santa Rosa	Las Trancas	0	0	0	0	1	1
Santa Rosa	Santa Rosa	2	1	0	0	1	3
Santa Rosa	Tepeagua	1	1	0	0	1	1

FUENTE: MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN Y COORDINACIÓN DEL DESARROLLO ECONOMICO Y SOCIAL (MIPLAN)

CUADRO 1.4

NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS  
DEPARTAMENTO: SANTA ANA MUNICIPIO: TEXISTEPEQUE

CANTON	CASERIO O COLONIA	NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS DE LA COMUNIDAD EN:					
		SALUD PUBLICA	INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA	SERVICIO DE ENERGIA ELECTRICA	COMUNICACIONES Y TRASPORTES	FINANCIAMIENTO Y AYUDA TECNICA	VIAS DE COMUNICACION
Santo Tomas	Casitas	1	0	1	0	0	1
Santo Tomas	Monte del Padre	3	0	1	0	0	0
Santo Tomas	Nance Dulce	1	0	1	1	0	1
Santo Tomas	San Jorge	1	1	1	0	0	1
Santo Tomas	Santa Elena	2	1	0	1	0	0
Santo Tomas	Santo Tomas	2	0	0	1	0	1
Costa Rica	El Aguacatal	1	0	0	1	0	1
Costa Rica	Piedras Negras	1	1	1	0	0	0
El Jute	Agua caliente	1	1	0	0	0	1
El Jute	Chacurra	2	2	1	0	1	2
El Jute	El Jute	1	2	0	1	0	2
El Jute	El Tamarindo	3	1	0	3	1	1
El Jute	Guamecia	0	0	1	0	0	2
El Jute	Los Jobos	1	1	0	2	0	1
El Jute	Los Negritos	3	1	1	1	1	2
El Jute	San Tiburcio	2	1	1	0	0	2
El Jute	Segovia	0	0	0	0	0	1
El Jute	San Rafael los Horcones	1	1	1	0	0	0
Cujucuyo	Cujucuyo	2	1	1	0	2	1
Cton Cujucuyo	El Zompopo	1	1	0	1	0	1

FUENTE: MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN Y COORDINACIÓN DEL DESARROLLO ECONOMICO Y SOCIAL (MIPLAN)

CONTINUACION DE CUADRO 1.4

NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS  
DEPARTAMENTO: SANTA ANA MUNICIPIO: TEXISTEPEQUE

CANTON	CASERIO O COLONIA	NUMERO DE NECESIDADES PRIORITARIAS DE LA COMUNIDAD EN:					
		SALUD PUBLICA	INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA	SERVICIO DE ENERGIA ELECTRICA	COMUNICACIONES Y TRASPORTES	FINANCIAMIENTO Y AYUDA TECNICA	VIAS DE COMUNIACION
Cujucuyo	Nogueras	1	2	0	1	0	1
Cujucuyo	San Jacinto	1	1	1	1	0	1
Cujucuyo	San Joaquin	0	1	1	0	0	2
Cujucuyo	Valle Nuevo	1	1	1	0	0	1
Chicuyo	Azacualpa	2	1	0	2	0	1
Chicuyo	Chilcuyo	2	0	0	2	0	1
Chicuyo	Los Mangos	2	1	1	1	0	1
Chicuyo	San José	0	0	1	1	0	1
Chicuyo	Texis	3	1	1	1	0	2
San Miguel	El Paraíso	1	1	0	0	0	1
San Miguel	La Estancia	0	0	0	1	0	1
San Miguel	Ojos de agua	1	1	0	1	0	0
San Miguel	San Miguel	1	3	1	2	0	1
San Miguel	Valle los amates	1	0	0	1	0	1

FUENTE: MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN Y COORDINACIÓN DEL DESARROLLO ECONOMICO Y SOCIAL (MIPLAN)

Como puede observarse las necesidades por caserío o colonias, se reflejan en los datos de la forma siguiente:

CUADRO 1.5

*Necesidades por caserío o colonias*

Municipio de Nueva Concepción		Municipio de Texistepeque	
Salud pública	69.6%	Salud pública	85.3%
Infraestructura Educativa	69.6%	Infraestructura Educativa	67.0%
Servicio de Energía Eléctrica	43.5%	Servicio de Energía Eléctrica	53.0%
Comunicaciones y Transporte	26.1%	Comunicaciones y Transporte	59.8%
Financiamiento y Ayuda Técnica	60.9%	Financiamiento y Ayuda Técnica	11.8%
Vías de comunicación	87.0%	Vías de comunicación	85.3%

Lo anterior demuestra que para el municipio de Nueva Concepción la necesidad de mayor prioridad por satisfacer son las vías de comunicación, ya que 20 de los 23 caseríos o colonias del municipio lo demandan; lo que equivale al 87.0% del total de caseríos.

En el municipio de Texistepeque la salud pública y las vías de comunicación son las necesidades de mayor prioridad, ya que el 85.3% de la totalidad de cantones y caseríos son quienes mayormente la demandan.

Cabe hacer mención que la salud pública es una necesidad que puede suplirse al darle solución a las vías de comunicación terrestre, ya que esto

facilitaría el acceso del equipo medico y el personal necesario con mayor rapidez

*Capítulo II:*

***MARCO TEORICO***

## 2.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo contiene los pasos o etapas fundamentales para determinar las características y propiedades del lugar de emplazamiento de un puente. Dicha información se detalla a través de estudios previamente clasificados de forma tal que puedan ser utilizados como guías en las diferentes áreas que se requiera, convirtiéndose en herramientas tanto de planificación como de diseño al momento del análisis de las obras de paso.

De igual manera se incluyen los alcances que cada uno de los estudios deben tener, dependiendo de la naturaleza del proyecto y su entorno; entre los estudios a considerar están:

- Estudio Topográfico
- Estudio Hidráulico
- Estudio Hidrológico
- Estudio Geológico
- Estudio de Tráfico
- Perfil Ambiental

Se presenta una serie de cuadros e información que sirven como antecedentes técnicos, que normalmente son utilizados en el país como recursos para la obtención de datos de campo.

Finalmente, se presenta el contenido del Perfil Ambiental, en donde se enmarcan todos los posibles aspectos ambientales que serán influenciados durante la ejecución y después de terminada la obra.

## **2.2 ASPECTOS A TOMAR EN CUENTA PARA EL ESTUDIO DEL PUNTO DE EMPLAZAMIENTO**

Para que el reconocimiento preliminar y la exploración sea completa se deben tomar en cuenta en el estudio del punto de emplazamiento los siguientes aspectos: La morfología, geomorfología, hidrografía, hidrogeología, estudio hidrológico, estudio hidráulico, sismicidad, la geología, suelos y topografía.

### **2.2.1 MORFOLOGIA**

Al relieve terrestre lo caracterizan diferentes parámetros como la altura o altitud, el desnivel y la pendiente. Por las diferencias de elevación que presenta el relieve terrestre, es conveniente observar la forma de éste, donde la cuenca contribuye con el escurrimiento del agua que fluye hacia un cauce pasando por los puntos más bajos, hasta llegar a un punto discontinuo, donde se encuentra un camino rural cortado o un punto de emplazamiento de un puente.

La formación que presenta el relieve terrestre, constituye las formas de la superficie, las cuales se pueden generalizar en dos grupos, las cuales son: de morfología alta y de morfología baja.

#### **2.2.1.1 MORFOLOGÍA ALTA.**

Son formas del relieve terrestre que presentan grandes ondulaciones; por ejemplo, en nuestro estudio, el cantón Potrero Sula de Chalatenango presenta grandes diferencias de elevación, sus pendientes presentan cambios bruscos, característico de las zonas con volcanes y cerros.

En la morfología alta, predominan las grandes diferencias de elevación; en ellas, las laderas oscilan entre moderadas y abruptas, y se unen formando algunas divisiones estrechas y formas como cuchillas y picos. (ver Fig. 2.1)

En nuestro país, a una elevación mayor de 710 metros sobre el nivel del mar<sup>2</sup> (msnm) y menor que 1910 msnm, se le puede considerar un cerro (ver cuadro N<sup>o</sup> 2.1 principales cerros de El Salvador); a una elevación mayor que 1370 msnm y menor que 2125 msnm, si tiene cráter se le puede considerar un volcán (ver cuadro N<sup>o</sup> 2.2 principales volcanes de El Salvador). Sin embargo, en la zona más al norte del país como en Chalatenango, se encuentran cerros con elevaciones mayores a los 2000 msnm, alcanzando una elevación máxima de 2730 msnm en el Cerro El Pital.

#### 2.2.1.2 MORFOLOGÍA BAJA.

Son las formas de relieve terrestre que presentan ondulaciones suaves y pendientes moderadas, como es el caso de la meseta central y la llanura aluvial costera de El Salvador. En ésta se puede encontrar un relieve casi horizontal, planicies con muy ligeras irregularidades a poca elevación sobre el nivel del mar.

En la morfología baja, predomina el terreno suave sobre el quebrado, pero es posible encontrar en ella cañones o valles estrechos y profundos que originan grandes desniveles en el relieve, es decir, el relieve es llano o casi

---

<sup>2</sup> Según Atlas Geográfico Universal y de El Salvador. Grupo Editorial Océano, 1995.

llano y elevado, de forma tal, que uno de sus lados se eleva abruptamente sobre la región inmediata.

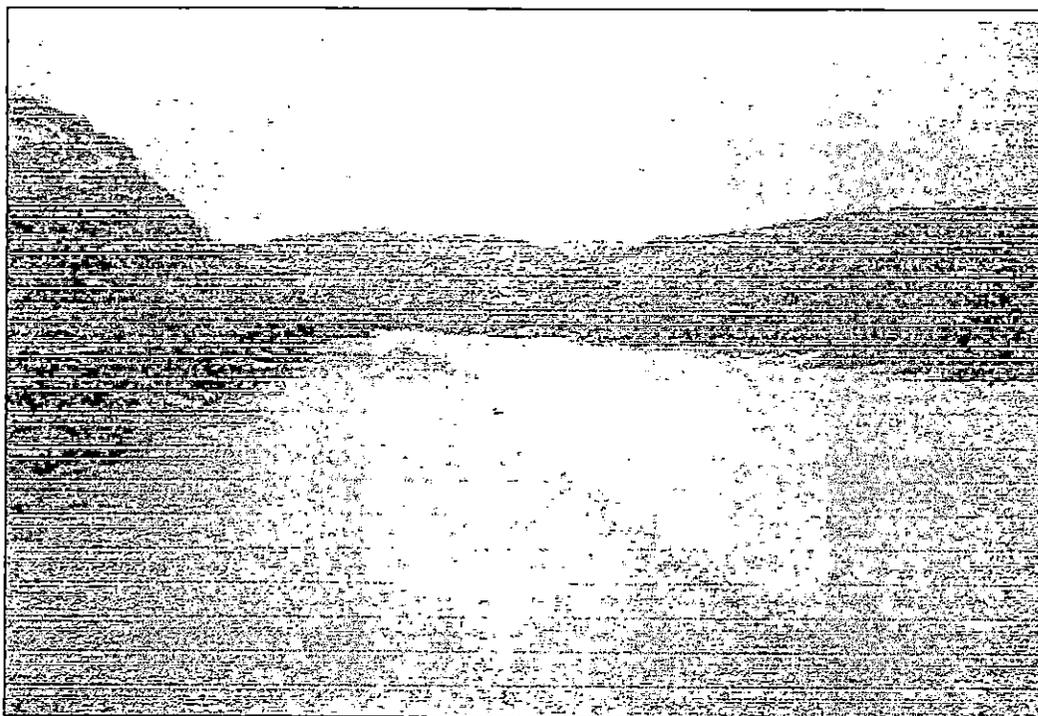


FIGURA. 2.1  
CASO DE MORFOLOGÍA ALTA EN EL RIO LEMPA

### 2.2.1.3 MORFOLOGÍA DE LOS CAUCES.

La forma que presenta la sección de un cauce es muy variada dependiendo del tipo de río. Se pueden encontrar anchos de cauce pequeños y profundos y hasta de poca profundidad, como es el caso del río Lempa entre Guarnecia y Potrero Sula en la cuenca alta, que puede observarse en la figura 2.1

CUADRO N<sup>o</sup> 2.1  
PRINCIPALES CERROS DE EL SALVADOR

Corr.	Cerros	Departamento	Elevación (msnm)
1	Artillería	Ahuachapán	579
2	Cachío	Ahuachapán	1841
3	Singuil	Santa Ana	957
4	Verde	Santa Ana	2030
5	San Diego	Santa Ana	786
6	El Brujo	Santa Ana	2139
7	Miramundo	Santa Ana	2394
8	Masahuat	Santa Ana	1001
9	Montecristo	Santa Ana	2418
10	Los Naranjos	Sonsonate	1961
11	Las Ranas	Sonsonate	1970
12	El Aguila	Sonsonate	2035
13	Pacho	Chalatenango	733
14	Las Visiones	Chalatenango	738
15	El Pital	Chalatenango	2730
16	Santa María	La Libertad	1043
17	Ojos de agua	San Salvador	637
18	Chulo	San Salvador	1131
19	Nejapa	San Salvador	883
20	San Jacinto	San Salvador	1153
21	Tecomatepe	Cuscatlán	1017
22	Tecoluca	Cuscatlán	925
23	Las Pavas	Cuscatlán	1003
24	Ocotillo	Cabañas	825
25	Siguatopeque	San Vicente	967
26	El Taburete	Usulután	1172
27	El Tigre	Usulután	1645
28	El Mono	Usulután	882
29	Madrecacao	San Miguel	749
30	Cacahuatique	Morazán	1663
31	Ocotepeque	Morazán	1179
32	Panela	La Unión	737
<b>n</b>		<b>Total</b>	<b>41923</b>

Fuente: Adaptado de Atlas Geográfico Universal y de El Salvador.  
Grupo editorial Océano, 1995.

Media = 1310.09

(710 < Cerro < 1910) msnm

**CUADRO N° 2.2**  
**PRINCIPALES VOLCANES DE EL SALVADOR**

<b>Corr.</b>	<b>Volcanes</b>	<b>Departamento</b>	<b>Elevación (msnm)</b>
1	Chingo	Santa Ana	1177
2	Lamatepeq	Santa Ana	2365
3	San Marcelino	Sonsonate	1200
4	Izalco	Sonsonate	1910
5	San Salvador	San Salvador	1959
6	Guazapa	Cuscatlán	1420
7	Chinchontepeq	San Vicente	2181
8	Tecapa	Usulután	1593
9	Usulután	Usulután	1450
10	Chaparrastique	San Miguel	2129
11	Conchagua	La Unión	1243
<b>N</b>		<b>Total</b>	<b>19227</b>

Fuente: Adaptado de Atlas Geográfico Universal y de El Salvador. Grupo editorial Océano, 1995.

Media = 1747.91      (1370 < Volcán < 2125) msnm

### 2.2.2 GEOMORFOLOGIA

El agua que se precipita en la tierra en forma de lluvia, golpea el suelo arrancándole partículas según el grado de resistencia que presente la superficie terrestre, haciendo pequeñas incisiones que hace el agua al escurrir superficialmente y dan lugar a la formación de surcos de erosión, que al intensificarse con su ciclo erosivo, éste va formando canales naturales de diferentes profundidades hasta formar cañadas, donde muchas de éstas llegan a convertirse en quebradas o ríos intermitentes, Las quebradas erosionan fuertemente el terreno por donde pasan, comenzando por el desgaste de su

lecho y taludes laterales. Como el proceso de erosión se intensifica durante cada período de lluvia, estos procesos al profundizar su cauce, alcanzan la zona de saturación permanente de las aguas subterráneas, que al ser alimentadas por éstas, se convierten en ríos permanentes.

- ***La Erosión.***

Esta se realiza por la acción mecánica, química y físico-química del agua. La morfología, la pendiente del terreno y los materiales que componen los suelos, así como su composición estructural, son factores que determinan el tipo, y el ciclo de erosión de la superficie del suelo.

El cauce de un río se profundiza dependiendo de la morfología de la región por donde corren sus aguas, del caudal y de la velocidad de sus aguas, así como de la naturaleza del terreno por donde se desliza la corriente. Esta erosión origina cañones, valles y barrancos muy estrechos, moldeando el relieve de la zona.

Puede ser que en el curso medio o inferior de un río, el cauce se ensanche, dando lugar a la formación de meandros o cauces antiguos, principalmente en las zonas de planicie.

Los materiales acarreados por el río durante todo su recorrido, tanto superficialmente como en el fondo, llegan a formar los depósitos aluviales dentro de sus márgenes y alrededores.

En el punto de emplazamiento de un puente, se deben tomar en cuenta estos procesos naturales de erosión y depositación, porque éstos pueden socavar una estructura o reducir su área hidráulica.

### 2.2.3 HIDROGRAFIA

Todos los proyectos viales de El Salvador, generalmente incluyen obras de paso como puentes y bóvedas en los tramos de proyecto. Muchos caminos rurales y vecinales que están hechos actualmente, todavía no cuentan con puentes o bóvedas necesarios para acceder a lugares donde las actividades productivas y cotidianas del país se interrumpen por ríos y quebradas en la estación lluviosa, en otros casos por la permanencia de una lámina de agua en el río, cuya altura es suficiente para impedir el paso de vehículos, principalmente al momento de la lluvia.

El Salvador presenta una importante red fluvial, que agrupa diversas cuencas hidrográficas, cada una de las cuales presenta características morfológicas y fisiográficas diferentes.

La cuenca más importante del país es la cuenca del río Lempa (ver figura 2.2 en anexos), por ser el río más largo y caudaloso de El Salvador, recorre una longitud solamente en nuestro territorio de unos 300 Km., pasando por Chalatenango, Cabañas, San Miguel, San Vicente y Usulután.

La región hidrográfica al cual pertenece el punto en estudio, es a la cuenca alta (ver figura 2.3 zona sombreada) y se localiza en las repúblicas de Guatemala, El Salvador y Honduras. Su ubicación geográfica está dada por los

meridianos  $90^{\circ} 09'$  y  $89^{\circ} 11'$  y los paralelos  $14^{\circ} 41'$  y  $13^{\circ} 39'$  con un área de  $7,342.6 \text{ Km}^2$ .

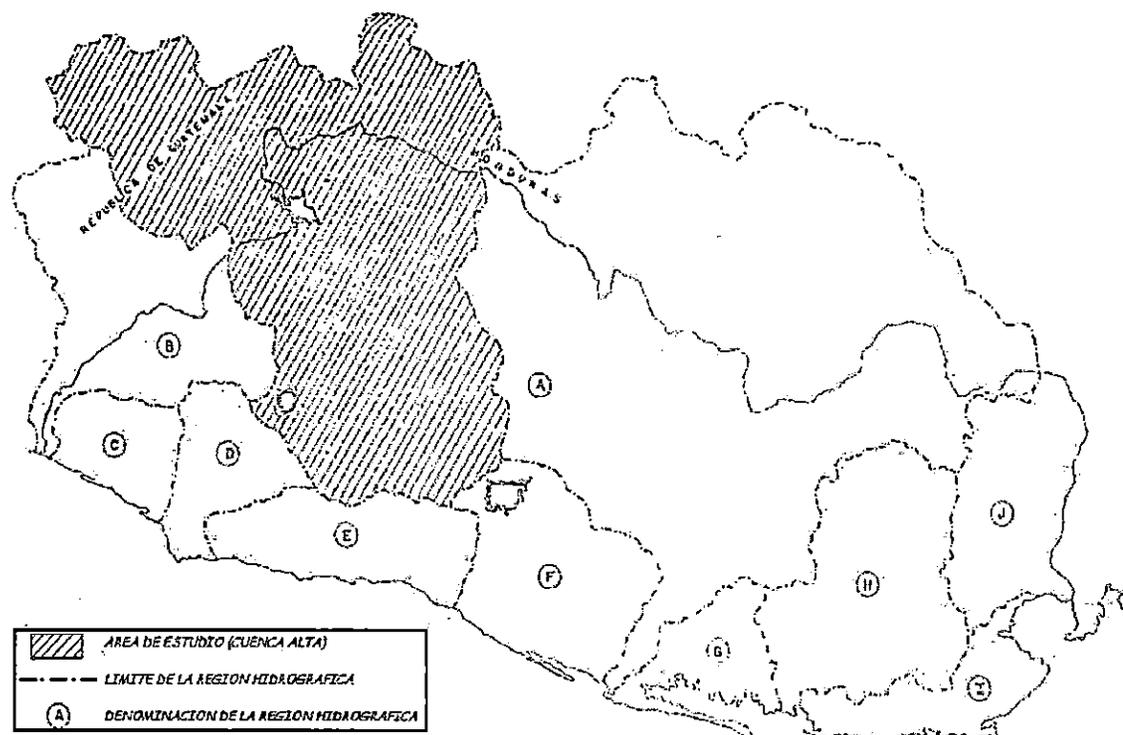


FIGURA. 2.3  
DIVISIÓN DE EL SALVADOR EN REGIONES  
HIDROGRAFICAS  
(CUENCA ALTA)

En sí el área está formada por un complejo conjunto de cuencas hidrográficas con comportamientos hidrológicos diferentes, lo que ha determinado que para analizar la cuenca alta; se haya reagrupado en sistemas de cuencas tomando como criterios su afinidad hidrológica o geomorfológica<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Según Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos. Documento Básico # 12 Cuenca Alta.

Para identificar las subregiones se emplea la letra mayúscula de la región, (para este caso es la región "A"), seguida de dos dígitos, así por ejemplo, la subregión del río Sucio esta designada por A11. Para el cauce principal y los afluentes pequeños a éste se reservó la nomenclatura A00 seguida de dos dígitos que marcan la posición en sentido descendente.

Así la cuenca alta del río Lempa se dividió en cuatro subsistemas que son:

- Río Sucio (A11), Lago de Coatepeque (08), río Acelhuate (A12), río Suquiapa (A09), afluentes menores al río Lempa, Amayo-Matizate (A0005)
- Río Angue (A03), San José-laguna de Metapán (A04), río Tahuilapa (A06), río San Juan-Pomola (A07).
- Río Ostúa (A01), Lago de Güija (A02), río Guajoyo (A05).
- Río Taxis (A10), afluente Amatal (A0003), río Moja Flores-Salitre (A0004), río Metayate (A13), afluentes Santa Inés-Agua Zarca (A0001), río Nunuapa (A0002).

Se pueden apreciar las subcuencas de cada uno de los ríos mencionados en la figura 1A, de los anexos, abarcado hasta el punto de estudio.

## 2.2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO (ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO)

### 2.2.4.1 INTRODUCCION

El estudio hidrológico da a conocer las cantidades de agua que fluyen superficialmente en un área de recogimiento determinada o cuenca, evaluando

parámetros físicos de la región como: área, perímetro, pendiente, elevaciones, etc.

En El Salvador, las crecidas de los ríos y quebradas ocurren durante la estación lluviosa, comprendida entre el 21 de Mayo y el 16 de Octubre de todos los años, teniendo una duración aproximada de 150 días; algunas veces las crecidas en los ríos ocasionan una serie de daños materiales con las inundaciones, fenómeno que ha afectado el área del cantón el tamarindo perteneciente al municipio de Texistepeque Santa Ana, por ser el más inmediato al río y por su topografía bastante suave, (valle poco alomado).

Desde el punto de vista hidrológico el proyecto se encuentra en la cuenca del río Lempa, y afecta directamente el cauce del cuerpo hídrico del río, ya que el puente estará localizado sobre éste.

Para prevenir las inundaciones que puedan ocurrir con las aguas de remanso de una obra de paso, es necesario conocer el caudal y el nivel de aguas máximas en la sección natural del río, y en la sección del cauce con su puente donde se interceptan los ríos o quebradas con los alineamientos de los caminos, y en donde hace falta una obra de paso.

#### 2.2.4.2 *PUNTO DE CONTROL*

Es el sitio de interés de todo el estudio, donde se cruza un camino rural o vecinal con el cauce. En este punto, el camino se encuentra discontinuo, el agua del río obstaculiza el paso de vehículos y personas que necesitan acceder a lugares que pueden ser los más alejados del país. Por este punto, pasa el

agua que es recogida y drenada por toda la cuenca, permitiendo determinar los caudales de agua por medio del estudio hidrológico y llegar a establecer la altura que alcanza el agua en los taludes. Posteriormente se fija la longitud y la altura del puente en el punto de emplazamiento.

#### 2.2.4.3 ESTUDIO DE LA CUENCA

Cuenca, es el área o superficie terrestre delimitada por una línea imaginaria llamada parteaguas, que une los puntos de mayor elevación, parte de las gotas de lluvia que caen, tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida que en este caso es el punto de control.

#### 2.2.4.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA CUENCA

Es el tiempo que tarda el agua precipitada, en recorrer desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de control, en ese momento toda la superficie de la cuenca está drenando agua, produciendo en un tiempo determinado el caudal máximo. El tiempo de concentración de la cuenca se calcula por la fórmula de Giandotti:

$$T_c = \frac{\sqrt{Ac + 1.5Lc}}{0.85 * \sqrt{Hm}} * 60 \text{ min.} \quad (2.1)$$

Donde:

$T_c$ : tiempo de concentración de la cuenca (min.)

$Ac$ : Área de la cuenca

Lc: longitud del cauce más largo en mts

Hm: elevación media de la cuenca definida por la semisuma de elevaciones máxima y mínima, en mts.

#### 2.2.4.5 *INTENSIDAD DE LA LLUVIA*

La intensidad de la lluvia es un parámetro que tiene mucho que ver con el proceso de sedimentación, ya que éste se inicia desde el momento en que una partícula del suelo es desprendida debido a la energía cinética producida por el impacto de una gota de lluvia, pasando luego por una serie de procesos hasta llegar a depositarse en el fondo de los ríos.

Mientras más alta sea la intensidad de la lluvia, más alta será la cantidad de partículas que se desprenderán del suelo.

#### 2.2.4.6 *PERIODO DE DISEÑO*

En un previo análisis para determinar la avenida por el método que se desee, generalmente se obtiene un caudal máximo estimado que tiene una determinada probabilidad de ocurrir y por consiguiente un período de cierto número de años. Mientras mayor sea este período, menor será la probabilidad de que ocurra la avenida; los caudales serán grandes y por tanto los costos también serán grandes.

Caso contrario, mientras más pequeño sea este período, la obra será económicamente viable pero insegura. La selección de un período de diseño para el cálculo del caudal máximo, implica en cada caso en particular, el

balance de los costos inmediatos y de la reducción correlativa de los estragos eventuales, generalmente difícil de estimar.

#### 2.2.4.7 *MÉTODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS*

Hay muchas maneras de obtener el caudal máximo de una avenida, pero resulta inconveniente mencionar una en especial o de mayor importancia; ya que ninguno de los métodos que existen ha sido adoptado como único ó más preciso.

El fenómeno de las crecidas es muy complejo y depende de muchas variables. Debido a esta complejidad resulta recomendable el estudio del problema por los siguientes métodos:

- Métodos Directos
- Métodos Empíricos
- Métodos Estadísticos
- Métodos Hidrometeorológicos

El método que se utilizará para el cálculo de avenida máxima en el diseño del puente será el Método Estadístico, debido a que en el punto de interés no existe una estación hidrométrica puntual, el método de Ven Te Chow permitirá analizar eventos ocurridos a través del tiempo en la estación hidrométrica Paso del Oso ubicada aguas abajo del punto de interés, y de esta manera haciendo uso de formulas estadísticas se obtendrá el caudal máximo en este punto; posteriormente se hará un traslado de caudal hasta el punto en estudio.

#### 2.2.4.8 CLIMATOLOGIA

La zona de vida donde se ubica el proyecto, corresponde al Bosque Húmedo Subtropical Caliente (bh-St), Según Holdrige, esta zona se caracteriza por temperaturas altas, períodos de lluvias y sequías bien demarcadas.

Desde el punto de vista climático el proyecto se encuentra en la zona clasificada como Sabana Tropical Caliente; clasificándola Sapper-Lauer como tierra caliente, cuya temperatura oscila entre 17.8 °C y 30.6 °C y con precipitación pluvial promedio anual de 2,017 mm/año y una elevación de 410 m.s.n.m.

#### 2.2.4.9 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA

Sabemos que la cuenca actúa como un sistema natural de drenaje de las aguas lluvias y posee características de las cuáles se establece el comportamiento y forma de cómo se realiza dicho drenaje.

A continuación se enumeran las características físicas que se deben considerar al momento de analizar la cuenca que se está estudiando.

##### 2.2.4.9.1 Orientación de la Cuenca

La orientación representa la dirección geográfica de la cuenca. El área de estudio (cuenca alta) se localiza en los departamentos de San Salvador, La Libertad, Santa Ana y Chalatenango en la República de El Salvador, en Jutiapa y Chiquimula en la República de Guatemala y el departamento de Ocotepeque en Honduras, su ubicación geográfica está dada por los meridianos 90° 09' y 80° 05' y los paralelos 14° 41' y 13° 39'.

#### 2.2.4.9.2 *Área de la Cuenca*

El área es definida por medio de una línea imaginaria llamada parteaguas, y el método indicado para esto consiste en partir del punto de interés, llevando seguimiento horario o antihorario e ir cortando perpendicularmente las curvas de nivel y pasando por los puntos topográficos más elevados, hasta llegar de nuevo al punto de interés.

Al disponer en este caso del mapa hidrográfico de la cuenca del Río Lempa en escala 1:300,000, podemos hacer uso de planímetro electrónico al cual se le indican las escalas horizontales y verticales, así como las unidades en que resulta el área, con este nuevo elemento se obtienen directamente la lectura del área de la proyección horizontal de la cuenca.

#### 2.2.4.9.3 *Longitud del Cauce más Largo.*

Una vez delimitada la cuenca de interés se procede a determinar el cauce de mayor longitud y de mayor caudal que se encuentre dentro de la cuenca en estudio; para el caso en particular el Río Lempa es el cauce principal.

Para obtener la longitud del río se hará uso de un curvímetro; se deberá colocar la aguja en cero y partiendo desde el punto de interés se seguirá el recorrido del cauce de una forma cuidadosa para lograr una mayor precisión hasta llegar al origen del tributario, se obtiene la lectura en la escala indicada en el Dial, generalmente en centímetros y/o pulgadas.

#### *2.2.4.9.4 Perímetro de la Cuenca.*

Los límites de la cuenca son definidos por medio del parteaguas y aunque es una línea imaginaria se logra determinar los bordes topográficos de la zona de influencia.

Haciendo uso nuevamente del curvímetero se procederá a determinar el perímetro de la cuenca; y la longitud de las curvas de nivel.

#### *2.2.4.9.5 Elevación Media.*

Las variaciones de elevación al interior de una cuenca, así como la elevación media, son datos importantes para el estudio de la temperatura, precipitación y la escorrentía superficial.

La manera más precisa de determinar la elevación media de una cuenca es a través de la curva Hipsométrica. La curva hipsométrica es el reflejo de la evolución del drenaje de una cuenca, de acuerdo con Strahler, el cuál indica que el ciclo fluvial normal consiste en dos fases principales y otras variantes de la segunda:

La primera se llama la fase de no equilibrio, la cuál es un principio del ciclo de desarrollo de la cuenca; y la segunda se llama fase del equilibrio correspondiente al desarrollo de la cuenca. Durante esta fase se considera que los procesos de erosión y transporte de sedimentos son constante.

#### *2.2.4.9.6 Pendiente Media*

Es considerada una de las características hidrológicas más importantes de la cuenca, ya que rige el drenaje.

La pendiente media de la cuenca se calcula por la formula siguiente:

$$S_m = \frac{\sum L \cdot D}{A_c} \quad (2.2)$$

Donde:

$S_m$ : Pendiente media de la cuenca

L: Longitud de las curvas de nivel en kilómetros.

D: Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas en kilómetros.

$A_c$ : Área total de la cuenca en Km<sup>2</sup>

#### 2.2.4.10 CARACTERÍSTICAS DE COMPARACIÓN

La forma de la cuenca hidrológica afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. La forma de definir las es por las siguientes características que han sido propuestas por Gravelius:

##### a) *Coefficiente de Compacidad*

Es adimensional y sus valores son mayores o iguales a uno y se relacionan únicamente con la forma de la cuenca.

En cuanto más cerca se encuentre este coeficiente al valor de uno, más forma circular tendrá la cuenca, y por lo tanto habrá mejor aprovechamiento de la precipitación.

El coeficiente de compacidad "Kc" es la relación de dividir el perímetro de la cuenca entre el perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca.

Para un círculo:

$$A = \pi r^2 \quad (2.3)$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.4)$$

Luego:

$$P = 2\pi r = 2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \frac{\sqrt{A}}{0.28} \quad (2.5)$$

Y obtenemos la expresión siguiente:

$$K_c = \frac{P * 0.28}{\sqrt{A_c}} \quad (2.6)$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca.

$A_c$ : Área de la cuenca.

b) *Factor de Forma:*

Este coeficiente relaciona la longitud del eje central de la cuenca con el ancho medio. Comparando dos o más cuencas que poseen características físicas semejantes, tendrá mayor drenaje aquella que posea el coeficiente de forma más elevado, y está dada por la siguiente fórmula:

$$K_f = \frac{L_m}{L_e} \quad (2.7)$$

Donde;

$K_f$ : Coeficiente de forma (adimensional)

$L_m$ : Ancho medio en kilómetros.

$L_e$ : Longitud del eje central en kilómetros.

#### 2.2.4.11 PERIODO DE RETORNO

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

En la práctica, usualmente esto se lleva a cabo seleccionando el valor máximo anual de la variable que está siendo analizada, por ejemplo el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento del año.

#### 2.2.4.12 CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Debido a que no se cuenta con una estación hidrométrica puntual en el punto de interés, se hará necesario analizar los registros existentes en la estación Paso del Oso, ya que es la más próxima aguas abajo.

Una vez determinada por métodos estadísticos el caudal máximo de la estación, se procederá a realizar el traslado del caudal por una correlación de áreas; es decir:

$$\begin{aligned} A1 &\rightarrow Q1 \\ A2 &\rightarrow Qx \end{aligned} \quad (2.8)$$

Donde:

A1: Área de la cuenca hasta la estación hidrométrica Paso del Oso.

Q1: Caudal máximo en la estación hidrométrica Paso del Oso.

A2: Área de la cuenca en estudio.

Qx: Caudal máximo a encontrar en el punto en estudio.

### 2.2.5 ESTUDIO HIDRÁULICO

Con el estudio hidráulico se llega a relacionar el estudio hidrológico aplicando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad. Este sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área hidráulica más eficiente, con el fin de obtener el dimensionamiento hidráulico o predimensionamiento de la obra de paso. En el estudio hidráulico se llega a determinar la sección hidráulica óptima, que es capaz de manejar el caudal de la cuenca, en los cuales, se utilizan parámetros de diseño que comparan un factor geométrico calculado a partir de sus dimensiones con el factor hidráulico calculado en base al caudal de la cuenca, la rugosidad del cauce y la pendiente del río.

La fórmula que relaciona estos parámetros es la siguiente:

$$\frac{Qn}{S} = A_H * R_H^{2/3} \quad (2.9)$$

*Factor hidráulico = Factor geométrico*

Donde:

Q: caudal de la cuenca (m<sup>3</sup>/seg.)      n: Factor de rugosidad de Manning.

S: pendiente del río.      A<sub>H</sub>: Área hidráulica (mt<sup>2</sup>)

$R_H$ : radio hidráulico (mts)

$P_m$ : perímetro mojado (mts)

$$R_H = \frac{A_H}{P_m} \quad (2.10)$$

El estudio Hidrológico se realiza en las secciones transversales del río obtenidas en el estudio topográfico, ubicadas una en el punto de emplazamiento y las otras aguas arriba y aguas abajo donde el río presente condiciones desfavorables como meandros, angostamientos del cauce o donde exista un flujo turbulento.

#### 2.2.5.1 *COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING*

El coeficiente de rugosidad de Manning es un parámetro que indica la rugosidad del lecho del canal natural; éste depende del tamaño y forma de la sección transversal del canal, del tamaño de sus partículas, de la vegetación, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, etc.

Con el objeto de proporcionar una guía en la determinación del coeficiente de rugosidad "n" de Manning, el cual se puede obtener mediante dos formas: por medio de tablas y determinándola en el campo.

- *POR MEDIO DE TABLAS*

Las tablas que se utilizan son las de Ven Te Chow (ver cuadro No 2.3) ya que ésta considera los siguientes factores:

1. Rugosidad de la superficie: los granos finos dan un valor bajo de "n" y los granos gruesos un valor alto de "n".

2. Vegetación: ésta reduce la velocidad del agua en el canal, retarda el flujo, dependiendo de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.
3. Alineamiento del canal: curvaturas suaves dan lugar a un bajo de "n", mientras que curvas con meandros severos aumentan el valor de "n".
4. Depósitos y socavaciones: la depositación aluvial puede cambiar un canal muy irregular en uno uniforme y disminuir el valor de "n", mientras que la erosión aumenta el valor de "n".

### CUADRO N° 2.3

#### VALORES DE RUGOSIDAD DE RIOS EN CURSOS NATURALES

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	Manning
<b>Cursos en planicie:</b>	<b>n</b>
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025
2. Igual que 1 pero más piedras y pastos.	0.030
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033
4. Igual que 3, pero algunos pastos y piedras.	0.035
5. Igual que 4, nivel inferior, pendiente y sección inefectiva.	0.040
6. Igual que 4, pero más piedra.	0.045
7. Tramo sucio, con pastos y pozos profundos.	0.050
8. Tramos con mucho pasto, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075
<b>Cursos de montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidas para niveles altos:</b>	<b>n</b>
9. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas.	0.030
9. Fondo: canto rodado con grandes rocas.	0.040

Adaptada de Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow

- *DETERMINACIÓN DE  $n$  EN CAMPO*

La rugosidad es función del diámetro de la partícula que produce la fricción o rugosidad, ésta viene dada por la siguiente fórmula:

$$n = \frac{\sqrt[12]{\phi_{90}}}{64} \quad (2.11)$$

Donde:

$n$ : coeficiente de rugosidad de Manning.

64: constante o número de Reynolds para flujo laminar.

$\phi_{90}$ : es el diámetro en mm de la curva granulométrica correspondiente al 90% del material que pasa la malla.

Las muestras de material, se deben obtener en las depositaciones aluviales cerca de las riveras del río cuarteando un área de 1 m<sup>2</sup>., hasta obtener 2 libras de material por cada banco, llevar al laboratorio de suelos y materiales estas muestras y efectuar el análisis granulométrico.

#### 2.2.5.2 *CURVA DE DESCARGA NATURAL*

La curva de descarga relaciona el área hidráulica, el perímetro mojado y el tirante hidráulico, con el factor hidráulico con la finalidad de llegar a obtener el tirante crítico o nivel de aguas máximas. El cálculo de la curva de descarga se tabula en el cuadro No 2.4.

La sección hidráulica óptima se obtiene cuando el factor hidráulico es igual al factor geométrico, calculado a partir de la fórmula 2.9.

Para realizar el cálculo de la curva de descarga de una manera ordenada, se deben tabular los datos en una tabla que contenga la siguiente información:

**CUADRO N° 2.4**  
**TABULACIÓN DEL CÁLCULO DE LA CURVA DE DESCARGA**

Tirante Y (mts)	Area hidráulica $A_H$ (mts <sup>2</sup> )	Perímetro mojado $P_m$ (mts)	Radio hidráulico $R_H = A_H / P_m$ (mts)	Factor geométrico $F_G = A_H R_H^{2/3}$	Caudal (mt <sup>3</sup> /seg) $Q = (S^{1/2}/n) F_G$

En el dibujo del perfil transversal del cauce en el punto de emplazamiento, que se ha realizado a través del levantamiento topográfico, se debe variar el tirante, el cual hace cambiar el área hidráulica y el perímetro mojado, que al relacionarlo con la curva de descarga, puede llegarse a obtener la igualdad entre el factor hidráulico y el factor geométrico.

El factor geométrico es la relación:  $F_G = A_H R_H^{2/3}$  y el caudal se obtiene al multiplicar el factor geométrico por la sección  $S^{1/2}/n$

Es decir:

$$Q = \frac{A_H R_H^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (2.12)$$

#### 2.2.5.2.1 TIRANTE CRÍTICO Y HUELLA EN EL TALUD.

El tirante crítico es la altura del agua donde el factor geométrico es igual al factor hidráulico, representando el nivel de aguas máximas alcanzado en la sección. Se utiliza para conocer el nivel de aguas máxima que alcanza el agua

en la sección transversal del río, esta altura ayuda a determinar la altura de la parte inferior de la obra agregándole una altura para objetos de arrastre.

Con el cálculo del factor hidráulico:  $Q_w/S^{3/2}$ , que es constante, se entra en la curva de descarga hasta interceptarla; este se proyecta al eje vertical y se lee el valor del tirante el cual es el tirante crítico de la sección transversal.

Una vez que se ha establecido el tirante crítico a través del estudio hidráulico, éste se debe comparar con las huellas de los taludes que deja marcado el río; el valor que sea mayor, se utilizará para el cálculo de la cota del tablero.

La curva de descarga, se dibuja a partir de la tabla anterior, donde en el eje X se encuentra el factor geométrico ( $F_G$ ) y en el eje Y, el tirante.

#### 2.2.5.2.2 VELOCIDAD DEL AGUA

La velocidad del agua, es la distancia que recorre ésta en el cauce del río en la unidad de tiempo. En una forma práctica, la velocidad del agua se puede determinar experimentalmente midiendo una distancia en el sentido de la corriente del río y dejando caer un objeto que puede ser durapax durante varias veces, medir su tiempo de recorrido para determinar la velocidad media que tiene el agua en el punto de interés.

Por medio de la velocidad, se puede determinar en el río si hay depositación o erosión; generalmente los valores de la velocidad pueden variar entre 0.15 y 9.70 m/seg., y en algunos casos mayores, para asegurar un equilibrio entre erosión y depositación, es decir, que para que no se dañen los

en la sección transversal del río, esta altura ayuda a determinar la altura de la parte inferior de la obra agregándole una altura para objetos de arrastre.

Con el cálculo del factor hidráulico:  $Q_n/S^{3/2}$ , que es constante, se entra en la curva de descarga hasta interceptarla; este se proyecta al eje vertical y se lee el valor del tirante el cual es el tirante crítico de la sección transversal.

Una vez que se ha establecido el tirante crítico a través del estudio hidráulico, éste se debe comparar con las huellas de los taludes que deja marcado el río; el valor que sea mayor, se utilizará para el cálculo de la cota del tablero.

La curva de descarga, se dibuja a partir de la tabla anterior, donde en el eje X se encuentra el factor geométrico ( $F_G$ ) y en el eje Y, el tirante.

#### 2.2.5.2.2 VELOCIDAD DEL AGUA

La velocidad del agua, es la distancia que recorre ésta en el cauce del río en la unidad de tiempo. En una forma práctica, la velocidad del agua se puede determinar experimentalmente midiendo una distancia en el sentido de la corriente del río y dejando caer un objeto que puede ser durapax durante varias veces, medir su tiempo de recorrido para determinar la velocidad media que tiene el agua en el punto de interés.

Por medio de la velocidad, se puede determinar en el río si hay depositación o erosión; generalmente los valores de la velocidad pueden variar entre 0.15 y 9.70 m/seg., y en algunos casos mayores, para asegurar un equilibrio entre erosión y depositación, es decir, que para que no se dañen los

estribos (subestructura del puente), se pretende regular la velocidad en el río mediante gradas disipadoras de energía para que ésta oscile en un rango aceptable ( $0.40 < V < 2.50$  mt/seg., deducido del cuadro No 2.5).

La velocidad del agua en el río que se necesita conocer es cuando alcanza el tirante crítico; sin embargo, se pueden conocer las velocidades en los diferentes tirantes que se presentan tabulados en el cuadro No 2.4, de la curva de descarga, dividiendo el caudal entre el área hidráulica:

$$V = \frac{Q}{A_H} \quad (2.13)$$

Donde:

V: velocidad del agua en el punto de emplazamiento

Q: Caudal de la cuenca.

$A_H$ : área hidráulica de la sección transversal.

CUADRO N° 2.5  
VELOCIDAD DE CORRIENTE Y CAPACIDAD DE ARRASTRE

Velocidad (mt/seg.)	Corriente	Dimensión máxima de partículas
0.15	Río lento	Arena fina
0.40	Arroyo	Grava pequeña
1.20	Rápido	Grava de 5 cms de arista
2.50	Muy rápida	Piedra de 25 cms. de arista
5.00	Torrente	Roca de 1 mt. de arista
9.70	Máximo en montaña	Roca de 4.5 mts. de arista

Fuente: Adaptada de tabla Tamaño de las partículas que pueden ser acarreadas por una corriente. Geología aplicada a la Ingeniería Civil y fotointerpretación.

Ingeniero Geólogo Juan B. Puig de la Parra. Pág. 187.

### 2.2.5.3 LONGITUD DEL CLARO Y COTA DEL TABLERO

- **LONGITUD DEL CLARO.**

La longitud de la obra de paso en el punto de emplazamiento se fija previamente con el estudio de suelos, y el tramo local del eje previamente establecido a partir de la geometría en los alineamientos y sección transversal en el lugar donde se hace la penetración estándar para la ubicación de los estribos.

- **COTA DEL TABLERO**

Se debe realizar otro estudio hidráulico para determinar el tirante crítico, con la variante que se debe incluir los estribos del puente.

Una vez que se ha establecido el tirante crítico, la longitud del claro y el área hidráulica de la sección óptima, se debe calcular el área para el paso de los cuerpos flotantes que son arrastrados por la corriente, con el fin de evitar daños en la superestructura del puente (ver figura 2.5)

El área para objetos de arrastre o cuerpos flotantes se puede calcular de las siguientes dos formas:

1. Es igual a la tercera parte del área hidráulica.

$$A_o = \frac{A_H}{3} \quad (2.14)$$

Donde:

$A_o$ : área para objetos de arrastre.

$A_H$ : área hidráulica óptima.

## 2. Calculando un caudal de diseño.

El caudal de diseño, es el caudal de la cuenca incrementado con un factor de seguridad hidráulico del 50%, calculado a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_D = 1.5Q_C \quad (2.15)$$

Donde:

$Q_D$ : Caudal de diseño.

$Q_C$ : Caudal de la cuenca.

1.5: Factor de seguridad.

Si  $Q_D = 1.5Q_C$ , entonces:  $A_D V = 1.5A_C V$ , se eliminan las velocidades por ser iguales:  $A_D = 1.5A_H$  lo cual indica que  $A_O = 0.5A_H$ , es decir:

$$A_O = \frac{A_H}{2} \quad (2.16)$$

En la figura 2.5 se puede observar que el área para objetos de arrastre es rectangular: Por lo tanto se puede obtener la altura entre el nivel de aguas máximas y la parte inferior del tablero, si despejamos la siguiente fórmula para el cálculo del área:

$$A_O = Lxh, \text{ entonces: } h = \frac{A_O}{L} \quad (2.17)$$

Donde:

h: altura para objetos de arrastre (mts)

L: longitud del claro (mt)

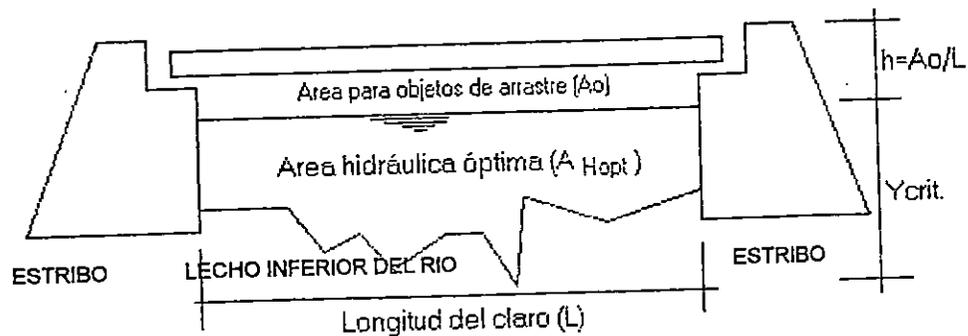


FIGURA. 2.5  
ÁREA PARA OBJETOS DE ARRASTRE

Según la Dirección General de Caminos, su experiencia demostró que el valor de la altura para objetos de arrastre es aproximadamente de 1 mt.

#### 2.2.5.4 CURVA DE REMANSO

Cuando la obra de paso es construida en el punto de emplazamiento, ésta reduce el área hidráulica de la sección natural del cauce, aumentando la velocidad y la altura del tirante normal del agua produciendo cambios en el perfil del agua hasta cierta longitud del cauce donde vuelve a coincidir con su curso normal. Al cambio producido en el perfil del agua se le conoce como remanso.

El remanso puede producir inundaciones aguas arriba y en las cercanías del puente, donde los taludes del cauce sean bajos. La altura de remanso, se analiza a partir del estudio hidráulico, restando la altura del tirante crítico de la sección con muro; tal como se muestra en la siguiente fórmula:

$$H_{rem.} = Y_{2crit.} - Y_{1crit.} \quad (2.18)$$

Donde:

$H_{rem.}$ : Altura de remanso.

$Y_{1 \text{ crit}}$ : Tirante crítico de la sección natural.

$Y_{2 \text{ crit}}$ : Tirante crítico de la sección con muro.

### 2.2.6 HIDROGEOLOGIA

Las características hidrogeológicas en las cercanías de un río se pueden observar si se examinan por ejemplo los taludes de éste, o las superficies cercanas en las que se pueden encontrar taludes que se mantienen húmedos en la estación seca y lluviosa, como es el caso de los taludes que hay en la rivera del río Lempa entre los cantones El Tamarindo y Potrero Sula, donde escurre el manto freático (ver figura 2.6).

La permanencia de la humedad en los taludes, permite que el agua se infiltre a los substratos, haciendo que éstos pierdan resistencia, es decir, que se altere la estructura y capacidad de carga del suelo; convirtiéndose en un suelo incapaz de soportar una estructura en un momento dado.

Generalmente, los sondeos de penetración estándar deben realizarse en estos puntos de debilidad donde se encuentra el camino y que posteriormente serán ubicadas las pilastras de los puentes o los estribos.

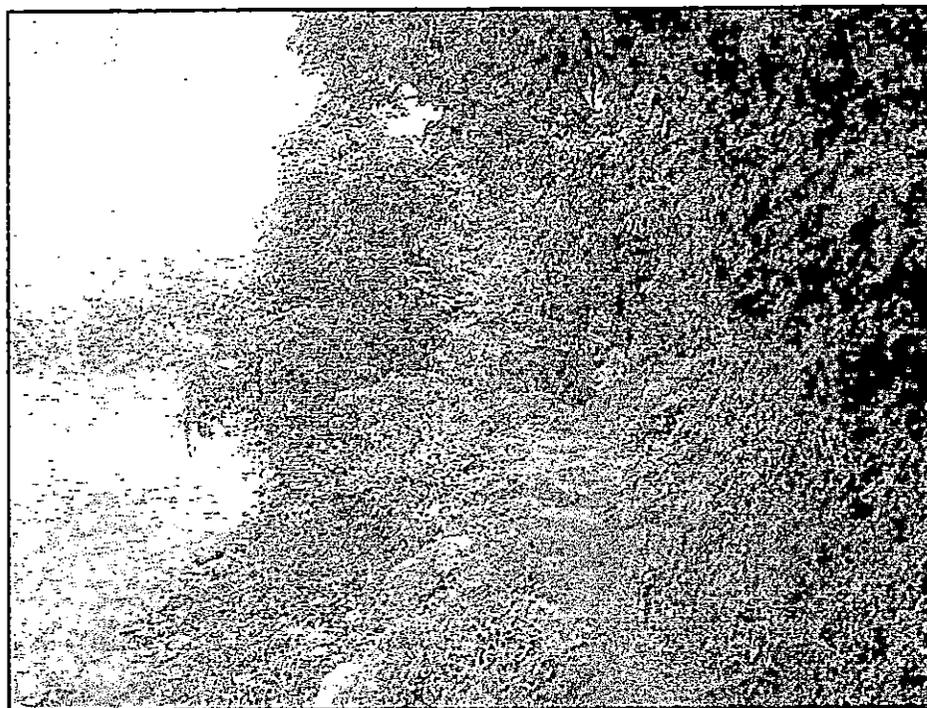


FIGURA 2.6  
HUMEDAD DE TALUD EN EL RIO LEMPA

Las aguas brotan a la superficie terrestre en los lugares más bajos, las cuales aparecen en las laderas de las montañas y en el fondo de los valles, incrementando el caudal de las aguas de los ríos. La permanencia de una lámina de agua en un río en la estación no lluviosa, indica la cercanía a la que se encuentra el agua subterránea; por todo lo anterior, conviene observar las riveras de los ríos en las cercanías al punto de emplazamiento, ya que taludes y cimientos que son estables, dejan de serlo cuando se incrementa la cantidad de agua en ellos.

Se debe observar la humedad que presentan los taludes, la cobertura vegetal, el tipo de suelo y sus características de permeabilidad, ya que estos

factores contribuyen a la recarga de los mantos acuíferos y posteriormente al incremento del caudal de los ríos.

### **2.2.7 RIESGO SÍSMICO<sup>4</sup>**

El riesgo sísmico se basa en considerar los terremotos no como desastres naturales que no se pueden predecir ni evitar, si no como fenómenos naturales cuyos efectos destructivos se pueden mitigar con la aplicación de la ciencia y la tecnología.

La definición básica de riesgo sísmico es:

*Riesgo sísmico = la probabilidad de una pérdida durante un periodo definido*

La pérdida se puede medir en términos humanos, económicos o sociales aunque obviamente es muy difícil asignar un valor numérico a una vida humana, en términos económicos, ignorando consecuencias secundarias como la interrupción de la producción y del comercio, la definición de pérdida es:

*Pérdida = el costo de restaurar una infraestructura al estado que tenía antes del terremoto, o el de demolerla y construir una nueva infraestructura idéntica.*

Para la planificación es útil medir la pérdida en relación a la inversión que representa la estructura, con el concepto de pérdida específica, definida así:

---

<sup>4</sup> Sismología para Ingenieros , Papel técnico F93001, UCA

*Pérdida específica =  $\frac{\text{costo de restauración o reemplazamiento}}{\text{valor de la estructura}}$ .*

Este término permite la definición de un concepto que se puede dominar como riesgo específico:

*Riesgo específico = probabilidad de una pérdida específica en un periodo definido.*

La probabilidad de una pérdida depende de dos factores: primero, que ocurran en la localidad de la infraestructura movimientos sísmicos, y segundo que la infraestructura sufra daños a causa de estos movimientos. A la probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos en el lugar donde se ubica la infraestructura se le llama peligrosidad:

*Peligrosidad = la probabilidad de que ocurra un movimiento sísmico de intensidad  $i$  en un periodo y un lugar determinado.*

La peligrosidad sísmica sólo se convierte en un *Riesgo Sísmico* cuando hay personas, edificios u otras obras expuestas a los movimientos del terreno.

Un terremoto de alta magnitud en una zona despoblada o en el mar, lejos de la costa, no presenta directamente ningún riesgo, mientras que un terremoto pequeño en medio de una ciudad ya puede representar un riesgo muy alto. Esto

llevaría a pensar que es válida la expresión "desastre natural" para referirse a los terremotos: un terremoto es un fenómeno natural que puede resultar en un desastre cuando afecta centros de población. Dado que las víctimas son ocasionadas por la caída de estructuras construidos por el hombre, el fenómeno del terremoto se puede considerar "natural"; pero no así el desastre (si ocurre). En cuanto a cada estructura, el nivel de pérdida depende de un concepto que se llama vulnerabilidad. La vulnerabilidad de una estructura se define por una cierta intensidad del movimiento del terreno,  $i$ :

*Vulnerabilidad = pérdida específica cuando la estructura está sujeta a una intensidad  $i$ .*

Con esta definición de vulnerabilidad no se puede expresar con un solo número, sino como una función que exprese la relación entre la vulnerabilidad y uno o más parámetros del movimiento del terreno.

En términos más generales podemos definir el riesgo simplemente como:

*Riesgo sísmico = (peligrosidad sísmica) X (vulnerabilidad)*

Este riesgo tiene dos elementos: la vulnerabilidad y la peligrosidad sísmica. Para cualquier lugar, la peligrosidad sísmica es una característica sobre la cual no se puede tener ningún control; solo se le puede evaluar.

El objetivo del análisis del riesgo sísmico es determinar el nivel de riesgo, con el fin de lograr que esto sea aceptable. Esto normalmente sería interpretado

como un nivel de seguridad que puede ser logrado dentro de las limitaciones económicas del país, y no sea menor al nivel que garantice que ninguna estructura pondrá en peligro la vida de sus ocupantes en el caso de un terremoto con una probabilidad apreciable de ocurrir, este concepto está implícito en el diseño de estructuras sismorresistentes y en las estipulaciones de los códigos de construcción en zonas sísmicas.

#### *2.2.7.1 EVALUACIÓN DE SISMICIDAD PARA EL SALVADOR*

El presente apartado plantea la metodología para la evaluación cuantitativa para la sísmicidad que afecta el territorio salvadoreño.

##### *2.2.7.1.1 IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE FUENTES SISMOGÉNICAS.*

Una fuente sismogénica es aquella zona productora de terremotos que poseen características sísmicas y tectónicas semejantes. Es decir que el proceso de generación de sismos es en ellas, el mismo. La identificación de la fuente sismogénica se refiere al hecho de delimitar espacialmente el origen de los terremotos, y la caracterización se refiere al hecho de tomar en cuenta las características de generación sísmicas de los terremotos. Para poder identificar y caracterizar las fuentes sismogénicas que afectan a El Salvador, es necesario la información acerca de datos sismológicos, históricos y geológicos. Los datos sismológicos son referidos a catálogos sísmicos para una zona de interés. Los datos históricos son documentos elaborados a partir de relatos acerca de los efectos producidos por los terremotos. Los datos geológicos se

refieren a aspectos de la tectónica de placas, la actividad volcánica y la existencia y evaluación de la actividad de fallas en la zona en estudio.

Por ejemplo para la evaluación de la peligrosidad sísmica en una zona en estudio de El Salvador y habría que considerar la sismicidad en una región que contenga la República de El Salvador y también a sus cercanías, identificando y caracterizando las diferentes fuentes sismogénicas en esta región: la cadena volcánica centroamericana; la fosa oceánica que forma el límite entre la placa de Cocos y la placa del Caribe; las fallas de motagua y Chixoy-Polochick que delimitan las placas del Caribe y de Norte América, y la depresión de Honduras.

Por lo tanto la peligrosidad sísmica puede evaluarse con base en información sobre la sismicidad de una zona y las características del movimiento sísmico, es decir, como una función de la magnitud del sismo y la distancia del punto hasta la fuente sísmica.

El movimiento se mide con la aceleración máxima del terreno y comúnmente se define la peligrosidad sísmica como la aceleración del terreno con una probabilidad del 90% de no ser excedida durante un periodo de 50 años. que corresponde a la vida útil de una estructura normal. Estos valores fueron utilizados por primera vez para estudios en los Estados Unidos y han sido adoptados casi universalmente. Este nivel de peligrosidad corresponde al movimiento sísmico que tiene un periodo de retorno (un intervalo promedio entre eventos) de 475 años.

Sobre esa base se construyen mapas de peligrosidad, evaluando la peligrosidad en una serie de puntos y trazando curvas de igual nivel de aceleración. Tales mapas además de identificar las áreas de mayor peligro para fines de planificación, establecen los niveles de aceleración que se deben considerar en el diseño sísmico.

El reglamento publicado en 1994, por el Ministerio de Obras Públicas con el título de Norma Técnica para el Diseño Sísmico incluye por primera vez un estudio de peligrosidad sísmica llevado a cabo por la Universidad Nacional Autónoma de México (Ver figura 2.7). La zona I que incluye la costa y la cadena volcánica, es de mayor peligro que la zona II

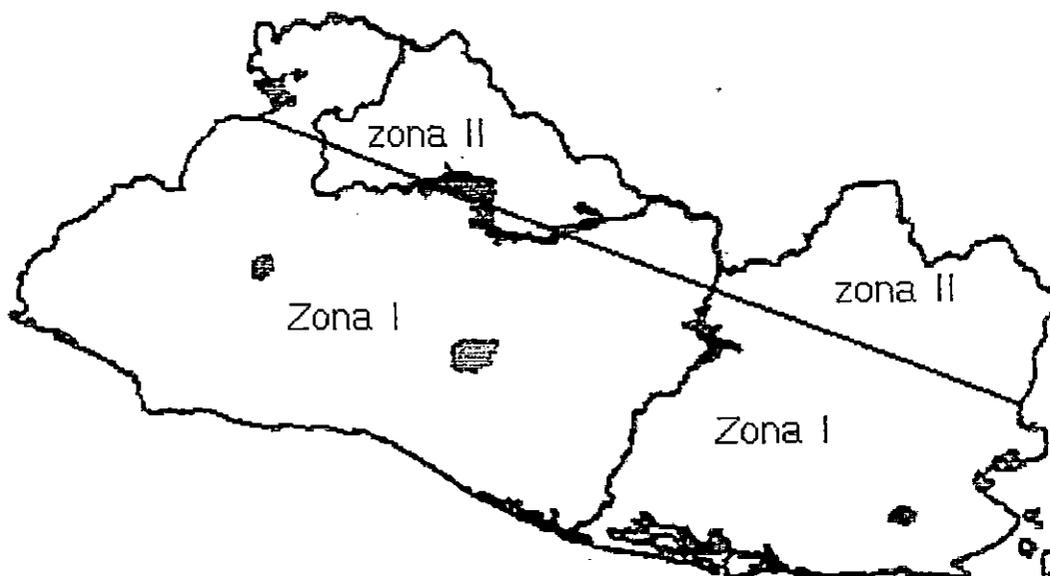


FIGURA 2.7  
EL SALVADOR ZONIFICACIÓN SÍSMICA 1994  
(TOMADO DE BOMMER, 1996).

## 2.2.8 MARCO GEOLÓGICO

### 2.2.8.1 *GEOLOGÍA:*

Es la ciencia que estudia la tierra, su composición, su estructura, y los fenómenos de toda índole que en ella tienen lugar, y su pasado mediante los elementos que de él han quedado en las rocas. No es una ciencia meramente descriptiva, sino que cada caso busca el porqué de la forma, que establece esa mutua dependencia las leyes que lo rigen y el encadenamiento de hecho que constituye la historia de la tierra.

### 2.2.8.2 *CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE CHALATENANGO*

En la leyenda del Mapa Geológico de El Salvador se presentan los diferentes tipos de rocas (unidades o miembros) que conforman cada una de las formaciones donde éstas se agrupan por edades y en donde además se define la zona de mayores afloramientos de acuerdo al nombre de dicha formación.

La formación de Chalatenango está formada por rocas piroclásticas ácidas, epiclastitas volcánicas, ignimbritas y rocas efusivas intercaladas, localmente silificadas. Su distribución está limitada al NE y NO del país, en el sector del Río Torola y el Río Lempa respectivamente.

En el miembro superior de la formación Chalatenango, la unidad está constituida por efusivas ácidas de tipo riolítico y por piroclastitas subordinadas, localmente Ignimbritas. Aflora principalmente en el sector norte, al este y oeste del país.

### 2.2.8.3 ESTUDIO DE SUELOS

El propósito de los estudios de suelos es determinar de una manera general las condiciones del subsuelo del sitio donde será el emplazamiento del puente.

Las características que se buscan en los suelos son: tipo de suelo, humedad óptima de compactación, densidad seca máxima, peso húmedo máximo, ángulo de fricción interna del suelo, cohesión del suelo, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, coeficiente de permeabilidad  $k$  del suelo.

Con estos estudios de suelos se pretende determinar la ubicación, calidad y volumen de ciertas formaciones geológicas que posean características favorables para el emplazamiento del puente.

#### 2.2.8.3.1 Sondeos

Los principales sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de exploración y muestreo para conocer el subsuelo, en general son los siguientes:

##### 2.2.8.3.1.1 INVESTIGACIÓN EXPLORATORIA:

También se conoce como investigación preliminar y su objetivo principal es conseguir información precisa referente a las condiciones reales del suelo en el sitio. Deben averiguarse la profundidad, el espesor, la extensión y la composición de cada estrato del suelo, la profundidad de las rocas y la profundidad del agua subterránea. Además, se acostumbra obtener información preliminar aproximada (o definitiva, si es viable) referente a la resistencia y

compresibilidad de los estratos, con el fin de poder llevar a cabo los cálculos preliminares o definitivos de la estabilidad y los asentamientos de las fundaciones de las estructuras.

En esta fase de la investigación es necesario, casi sin excepción, recurrir a la perforación y toma de muestras. Una programación cuidadosa de ella permite obtener información específica y confiable con la menor cantidad posible de recursos. La principal dificultad en esta programación radica en determinar la ubicación, el espaciamiento y la profundidad de las perforaciones. Tocante a la frecuencia del muestreo, la dificultad es menor dado que es una operación que se encuentra más o menos normalizada.

#### *2.2.8.3.1.2 NÚMERO DE PERFORACIONES:*

La dificultad mencionada para establecer el programa surge principalmente de que la aplicación de los criterios que conducirían a una evaluación satisfactoriamente segura y completa de las condiciones del suelo muchas veces es incompatible con las limitaciones de tiempo y dinero. En principio, el número de perforaciones debe ser el apropiado para proporcionar una determinación razonable de la extensión, el espesor y la profundidad del estrato o estratos portantes previstos, y para localizar todos los posibles puntos blandos en el suelo de soporte que pudieran afectar en forma adversa la seguridad y el comportamiento del diseño propuesto. Sin embargo, en la práctica, las limitaciones de tiempo y costos no permiten llevar a cabo una exploración lo suficientemente detallada para poder evaluar en forma definitiva

por lo menos los dos puntos esenciales señalados. Lo mejor que puede hacerse es practicar las perforaciones en sitios *probablemente* representativos. En consecuencia, el diseño de fundaciones incorpora inevitablemente algún grado de contingencia y el número de perforaciones que debería hacerse depende de: (1) el grado de contingencia que puede tolerarse, y (2) del grado de contingencia involucrado.

1. El grado de contingencia tolerable está relacionado con la *sensibilidad de la estructura* (o del tipo de fundación que se contempla) y con las variaciones o sitios débiles del suelo. Una estructura apoyada en pocos pilotes de alta capacidad sería más sensible que la misma estructura apoyada en muchos pilotes de baja capacidad.
2. El grado de contingencia involucrado está relacionado con la uniformidad aparente (o la falta de ella) de los estratos en el sitio.

Se han hecho algunos intentos de utilizar estas dos variables (sensibilidad de la estructura y uniformidad aparente del suelo) para establecer recomendaciones cuantitativas referentes al número y espaciamiento de perforaciones necesarias. Sin embargo, estas no pueden considerarse como definitivas y hasta el presente tienen un valor similar al de las recomendaciones generales basadas en la experiencia. Esto no excluye que, con el suficiente acoplo y evaluación de experiencias locales o regionales relacionadas con la índole del proyecto, sea posible establecer recomendaciones más concretas y racionales que permitan cierto grado de normalización en este campo.

Como conclusión, es evidente que la programación siempre está notablemente condicionada por las experiencias similares, el criterio y las consideraciones subjetivas de la persona a cargo de ella.

Como punto de partida, ordinariamente se acostumbra hacer una estimación preliminar de la ubicación y el espaciamiento de las perforaciones, que deberán ajustarse aumentando el número, si se requiere información adicional, o disminuyéndolo, si los resultados de las perforaciones indican uniformidad. La concentración de cargas, la sensibilidad de la estructura y las limitaciones de tiempo y costo, también ayudarán a hacer los ajustes necesarios para llegar al programa definitivo más aconsejable.

#### *2.2.8.3.1.3 PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES*

El criterio básico para establecer la profundidad hasta la cuál deben llevarse las perforaciones exploratorias puede enunciarse como se expresa a continuación.

Debe descubrirse la presencia de cualesquiera estratos cuyas características de resistencia y compresibilidad, al no ser consideradas en el diseño de la fundación, puedan afectar adversamente el comportamiento de la estructura.

En el caso más frecuente, la profundidad dada a la perforación debe cumplir el objetivo de suministrar información sobre aquellas características que permitan llevar a cabo las predicciones de asentamientos, y que comprenda

todos los estratos que puedan consolidarse o comprimirse materialmente bajo las cargas de las estructuras.

No es posible dar reglas generales para seleccionar profundidades de perforaciones, debido a que para una de las cargas y dimensiones dadas de la estructura las profundidades donde no son significativos los asentimientos dependen del perfil del subsuelo.

Dentro de las reglas empíricas, la que aparece como más lógica y presenta un enfoque más racional es la sugerida por Hvorslev quién, refiriéndose a sugerencias de De Beer, señala que las perforaciones deben llevarse hasta una profundidad en donde el incremento de esfuerzo vertical producido por la construcción propuesta sea el 10% o menos de la presión vertical efectiva inicial a esta profundidad.

Como todas las reglas empíricas, ésta no es precisa ni cubre todos los casos. Debe aplicarse teniendo en cuenta en lo posible el perfil geológico y respetando ciertas profundidades mínimas, y debe considerarse sin validez en los casos de suelos muy compresibles o rellenos no controlados.

#### *2.2.8.3.1.4 MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVOS:*

Se incluyen en este tipo los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos de carácter preliminar. También cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a

asentamientos y/o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que a continuación se mencionan:

1. Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
2. Métodos de perforación con tubo de Pared delgada
3. Métodos rotatorios de perforación para roca.

#### *2.2.8.3.1.5 MÉTODOS GEOFÍSICOS:*

Estos métodos tienen como propósito determinar las variaciones de las características físicas de los diferentes estratos de suelo. Estos métodos se han aplicado sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a la Mecánica de Suelos, para realizar investigaciones preliminares de lugares donde localizar presas de tierra. Los métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, los métodos son:

1. Sísmico
2. De resistencia eléctrica
3. Magnético y gravimétrico

#### *2.2.8.3.2 ANÁLISIS DE LABORATORIO*

Para definir en forma precisa las características principales de los suelos se determinan ciertas pruebas a nivel de laboratorio. Dentro de estas pruebas están:

- **Granulometría:** Las proporciones de los granos de diferentes tamaños que contiene un suelo se puede determinar en el laboratorio por cribado de los granos gruesos, y por sedimentación de los granos finos. Para el análisis se sacan las curvas granulométricas.
- **Humedad:** Se define la humedad de un suelo como el peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco multiplicado por cien. La humedad se calcula como la diferencia entre el peso de suelo húmedo menos el peso del suelo seco dividido entre el peso del suelo seco y multiplicado por cien.
- **Densidad Específica o Densidad Relativa:** Se define como la relación del peso en el aire de un volumen dado de material al peso en el aire de un volumen igual de agua destilada a una temperatura de 4°C.
- **Compactación Proctor:** La densidad máxima del Proctor, del material seco, es el mayor peso unitario. La resistencia a la penetración del suelo compactado, se puede obtener introduciendo la aguja Proctor dentro de cada muestra compactada, determinando la resistencia a la penetración en libras por pulgada cuadrada.
- **Peso específico o peso volumétrico:** Se define como el estado de compacidad de un suelo con respecto a sus estados en que el material más suelto y más denso, al cual puede llevarse por medio de procedimientos específicos de laboratorio. Esta prueba se aplica a los materiales sin cohesión que no dan curvas proctor bien definidas.

- Límites de Atterberg ó Límites de consistencia: Se usan para diferenciar los materiales de plasticidad apreciable (arcillas) y los materiales poco o no plásticos (limos). Se determina el límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad. El detalle de estas pruebas se puede ver en las especificaciones ASTM D 423-54T, 424-54T
- Pruebas Triaxiales: estas pruebas son ampliamente utilizadas en la actualidad para encontrar las características de Esfuerzo-Deformación del suelo.

Existen tres tipos de pruebas triaxiales:

1. Prueba Lenta S (Consolidada, Drenada)
2. Prueba de Consolidación Rápida R (Consolidada, No Drenada)
3. Prueba Rápida Q (No Consolidada, No drenada).

## **2.2.9 ESTUDIO DE TRÁNSITO.**

### *2.2.9.1 ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO.*

#### *2.2.9.1.1 GENERALIDADES.*

Los estudios de volúmenes de tránsito se realizan siempre que se desea conocer el número de vehículos que pasa por un punto dado. Estos estudios varían desde los muy amplios en un sistema de caminos hasta recuentos en lugares específicos tales como puentes, túneles o intersecciones con semáforos. Las razones para efectuar estos recuentos son tan variadas como los lugares donde se realizan. Por ejemplo, los conteos se realizan para determinar la composición y volumen del tránsito en un sistema de carreteras;

para determinar el número de vehículos que viajan en cierta zona o a través de ella; para evaluar índices de accidentes; para servir como base en la clasificación de caminos; como datos útiles para la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos; para proyectar sistemas de control del tránsito; para elaborar programas de conservación; para establecer prioridades de construcción; para determinar el tránsito futuro y muchas otras aplicaciones.

El Ministerio de Obras Públicas, a través de la Gerencia de Inventarios Viales realizará el estudio de tránsito en el punto de interés, encuestando a los usuarios de los vehículos que se conducen en las carreteras Texistepeque-Guarnecia y Potrero Sula-Nueva Concepción; por medio de un estudio de origen y destino y de esa manera obtener los volúmenes de tráfico.

El estudio de origen y destino está diseñado para recopilar datos sobre el número y tipo de viaje, incluyendo movimiento de vehículos y pasajeros desde varias zonas de origen hacia varias zonas de destino. El estudio es utilizado principalmente con propósitos de planeación, particularmente en la localización, diseño y programación de caminos nuevos o mejorados, transporte público y estacionamientos. Este estudio es comúnmente designado como O y D ó estudio O-D.

#### *2.2.9.1.2 DÓNDE HACER EL ESTUDIO.*

El campo de un estudio de O y D puede ser limitado a una ruta particular, urbana o rural, o puede ser extendida para incluir parte o la totalidad del área

metropolitana. En algunos casos los estudios de origen y destino incluyen áreas de varios cientos de kilómetros cuadrados.

#### *2.2.9.1.3 PERSONAL Y EQUIPO.*

El personal requerido puede variar ampliamente, dependiendo del método usado y de la envergadura del estudio.

Los estudios como los de origen y destino que son más integrales pueden requerir de varios cientos de investigadores y de personal de oficina. También puede ser necesario emplear policías de tránsito y señales portátiles apropiadas, con el fin de detener a los conductores para entrevistarlos o para disminuir la velocidad de los vehículos con fines de observación o registro.

El equipo requerido incluirá lápices, formas de campo y de oficina, mapas actualizados, cronómetros, escalímetros y equipo electrónico para procesar datos, para tabularlos y para analizar resultados de estudios muy amplios.

#### *2.2.9.1.4 DELIMITACION Y ZONIFICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.*

La mayoría de los estudios de O y D empiezan con la delimitación de una zona de estudio. Para un estudio urbano integral, el estudio incluiría, normalmente, la totalidad del área urbanizada de la ciudad.

Muchas comunidades urbanas han sido estudiadas en años recientes. En algunos casos pueden ser usados las zonas de estudio y el sistema en que se ha dividido esa ciudad. A menudo, es ventajoso usar el sistema existente de

división de zonas para facilitar la comparación directa de datos nuevos con viejos, lo que permitiría la determinación de las tendencias en los viajes.

El propósito principal de seleccionar zonas es el de permitir resumir los orígenes y destinos del tránsito dentro de las áreas razonablemente pequeñas.

Normalmente las zonas son numeradas y se supone que todos los viajes con orígenes y destinos dentro de una zona empiezan o terminan en el centroide de dicha zona. Debe tenerse el cuidado, al seleccionar las zonas, para que no haya demasiadas que puedan resultar en un análisis engorroso.

En el caso particular del proyecto la zona o región delimitada para ser el estudio de tráfico es la carretera que conduce de Texistepeque a Guarneca en el departamento de Santa Ana; y la carretera que lleva de Potrero Sula hacia Nueva Concepción en el departamento de Chalatenango.

#### *2.2.9.1.5 METODO DE ENCUESTA.*

Son muchos y variados los procedimientos para llevar a cabo estudios de origen y destinos. Los métodos más completos obtienen datos sobre cada viaje, incluyendo ubicación del origen, destino, tiempo de viaje, modo, uso de la tierra en el origen y en el destino, así como datos sobre las características socio-económicas del viajero y de su familia. El método a utilizar según la Gerencia de Inventarios Viales para recabar información de O y D será haciendo preguntas a los usuarios tales como:

¿Cuál es el origen?

¿Cuál es su destino?

¿Si están interesados en hacer uso del puente o no, y porqué?

Toda la información recopilada se tabulará en el formato que se muestra en el cuadro 2.6

Una vez terminado el período de encuesta se procederá a ordenar la información obtenida, clasificándola según sea el vehículo (pesado o liviano), según el interés o motivo por hacer uso del puente, etc. haciendo uso de una distribución porcentual se obtendrá las proyecciones futuras del volumen de tráfico para luego poder ser usadas en el análisis de capacidad de diseño del puente.

Ministerio de Obras Públicas  
 Unidad de planificación vial

Puente sobre El Río Lempa  
 Cuadro: 2.6 Encuesta de Origen Destino

Fecha:

Vehículo Liviano	Bus	Camión	Inicio del viaje	Fin del viaje	¿Si se construye puente sobre El Río Lempa, lo utilizará?		¿Por qué?
					Si	No	
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			
			Ciudad/Pueblo/Cantón	Ciudad/Pueblo/Cantón			

## **2.2.10 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.**

### **2.2.10.1 LEVANTAMIENTO DEL EJE DEL CAMINO.**

Se debe fijar un banco de marca como referencia para todo el levantamiento. El levantamiento del eje del camino se debe realizar entre 150 y 250 mts atrás del sitio de emplazamiento, y entre 150 y 250 mts adelante del mismo dependiendo de la topografía y forma del alineamiento.

Se deben realizar los levantamientos planimétricos convencionales con teodolito y cinta, y la nivelación o altimetría con nivel fijo y estadia.

La planimetría de detalle se realiza con equipo de estación total, para definir la posición del eje respecto al cauce. La toma de detalles se realiza para configurar el ancho de la calle, tomando como referencia los árboles y taludes según se tenga así como las cercas, alambradas existentes. Además se requiere el ángulo de esviaje entre el eje del río y eje del camino, la ubicación de los sondeos para el estudio de suelos y la ubicación de los pozos a cielo abierto.

La altimetría se realiza también con equipo de estación total nivel fijo y estadia para determinar la morfología del eje del camino. Dicha configuración, definida por las curvas de nivel y puntos prominentes o apropiados para bancos de marca o puntos de referencia desfavorables para replanteo o control de niveles.

### *2.2.10.2 LEVANTAMIENTO DEL CAUCE.*

El levantamiento del cauce se debe amarrar a la planimetría del eje del camino con el fin de ubicarlo, así mismo las secciones transversales del cauce, y el sentido de la corriente de este.

### *2.2.10.3 LEVANTAMIENTO DE SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL RÍO.*

Las secciones transversales del río o del cauce se deben ubicar de la siguiente manera: una en el punto de emplazamiento, sobre el eje del camino; otra perpendicular al cauce en el punto de emplazamiento, una sección aguas arriba y una aguas abajo. En el punto más desfavorable es decir, donde se genera mayor turbulencia, que por lo general se da en los meandros. Además se debe tener en cuenta la divagancia del río tratando de levantar el ancho total del cauce. Se debe incluir los taludes laterales y el lecho del cauce.

### *2.2.11 CONTENIDO DEL PERFIL AMBIENTAL*

#### *2.2.11.1 GENERALIDADES.*

Una Evaluación de Impacto Ambiental (EIA), es un procedimiento que permite predecir los efectos relevantes, positivos y negativos, de una acción propuesta sobre el medio ambiente, de tal forma que se pueda mitigar los impactos negativos significativos, así como evaluar la viabilidad ambiental de la acción o proyecto objeto de estudio. La EIA debe considerar todos los factores susceptibles de ser afectados que conforman el medio ambiente: físico, biológicos, socioculturales, económicos, etc. y se basa en predicciones, ya que

debe ser efectuado como apoyo a la toma de decisión sobre la conveniencia de ejecutar la acción (proyecto) o alguna alternativa a la misma, incluyendo la no acción.

#### 2.2.11.2 *PERFIL AMBIENTAL*

Con el perfil ambiental se agrupan todos los estudios que se realizan a nivel de la Ingeniería Básica de un proyecto, con el objeto específico de proponer medidas concretas que garanticen el cumplimiento de la normativa legal ambiental. Se diferencian de los Estudios de Impacto Ambiental (EIA) en que, a pesar del objetivo final común (“medidas que prevengan o minimicen los impactos ambientales”), en el perfil no se realiza una caracterización exhaustiva del medio, ni se evalúa la gravedad de los impactos a través de índices complejos, matrices o cualquier otro método, ni se analizan (por lo general) alternativas de sitio; más bien, se identifican las fuentes de contaminación o daños ambientales.

El perfil ambiental es una descripción breve de todos los aspectos ambientales que serán influenciados a la hora de la ejecución de toda obra. Se recopila información de la fauna y flora existente en el lugar en estudio, y se clasifican según su amenaza y peligro de extinción; el perfil ambiental debe contener: 1) Nombre del proyecto, 2) Ubicación del proyecto, 3) Descripción del proyecto, 4) Descripción ambiental del área afectada, 5) Identificación de impactos y 6) Medidas de protección ambiental.

***Capítulo III:***  
***Estudios Técnicos.***

### 3.1 INTRODUCCION

El presente documento contiene los resultados de los estudios previos al diseño del puente. Estos estudios son necesarios ya que con ellos se obtendrán los parámetros a considerar para iniciar el diseño estructural del puente.

También se presenta el plano topográfico con el alineamiento horizontal y el perfil que muestra las condiciones naturales de la superficie del terreno donde se pretende construir el puente.

Los objetivos que con cada uno de los estudios se persigue son los siguientes:

- Con el estudio Topográfico se pretende trazar el alineamiento idóneo del puente con la carretera.
- El estudio Hidrológico da a conocer el volumen de agua que fluye por el cauce.
- Con el estudio Hidráulico se logra determinar el nivel de aguas máximas.
- El estudio de tráfico determina el volumen del tráfico promedio diario y sus proyecciones, con la finalidad de dimensionar la obra de paso.
- El estudio Geológico da a conocer las propiedades estratigráficas del suelo.

Todos los estudios, a excepción del Geológico, han sido considerados en el documento. El motivo de su ausencia es debido a que a la institución a la que se le solicitó tal estudio no cuenta con el equipo necesario para realizar las pruebas de campo requeridas; como lo son las perforaciones sobre el lecho del río.

## **3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO (LEVANTAMIENTO Y CRITERIOS DE ALINEAMIENTO)**

### **3.2.1 CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA**

El levantamiento topográfico, tal como se describió en el capítulo anterior, se llevó a cabo con una cuadrilla topográfica y haciendo uso de estación total se logró levantar el cauce con una precisión casi exacta. Posteriormente a la etapa del levantamiento se prosiguió a hacer el dibujo y como resultado obtenido se logró el plano que se adjunta al documento en los anexos; dicho plano se analizó con el propósito de ubicar el posible alineamiento del puente con la carretera terciaria existente.

Una vez establecido el sitio donde presuntamente se ubicará la obra, es necesario efectuar un análisis del lugar, con el objeto de determinar, el tipo de obra de paso a emplear. El estudio en el punto de emplazamiento debe comprender los siguientes aspectos.

- Sección transversal del río y planta
- Alineamiento vertical y horizontal del eje del camino.
- Esquema de ubicación del paso.

### **3.2.2 ALINEAMIENTO DEL CAMINO.**

Por lo general la alineación se adapta a la topografía del terreno; en el cruce donde será la ubicación del puente. El cauce se define en el plano topográfico; su definición es importante para determinar la ubicación de la obra, este paso

debe de hacerse de tal forma que las condiciones naturales del cauce puedan mantenerse con la menor perturbación posible es decir:

- El cauce debe ser definido y permanente.
- El cruce debe hacerse en un tramo recto del cauce.
- No debe existir trastornos hidráulicos locales como islas, pozos, socavaciones y erosiones.
- Los taludes del cauce deberán ser uniformes procurando una semejanza de un canal artificial.

### **3.2.3 EJE PRINCIPAL DEL CAMINO.**

El eje del camino existente próximo al río Lempa esta sobre el relieve natural del terreno (ver plano topográfico en anexos), y en la estación de invierno presenta impedimento de paso vehicular por el lodo acumulado en los baches dificultando así el acceso a vehículos pequeños.

Durante la estación seca pueden cruzar carros de doble tracción sobre un tramo del río del lado del cantón Guarnecia del departamento de Santa Ana, para fines de transportar productos para comercializarlos del otro lado del río.

Se observa una deficiencia en el drenaje por falta de bombeo y cunetas.

### **3.2.4 ALTIMETRÍA DEL EJE PRINCIPAL**

La alineación se encuentra en áreas planas y en pendientes de hasta el 10% (ver sección de alineamiento en plano topográfico adjunto a los anexos) constituyendo problemas de drenaje superficial del camino donde las pendientes son menores del 1%.



En el punto donde se pretende hacer el emplazamiento del puente; el camino tiene una pendiente del 10% coincidiendo con una curva horizontal en la que su combinación dificultaría la maniobra de los vehículos

### **3.2.5 TIPOS Y CORRECCIÓN DEL ALINEAMIENTO**

#### **3.2.5.1 ALINEAMIENTO SIMPLE**

Este tipo de alineamiento se caracteriza por tener un ángulo de  $90^\circ$  entre los ejes de la obra de paso y el río.

Tal es el caso de la estructura del puente necesario en el río Lempa entre Guarnevia y Potrero Sula, que se desarrollará en este estudio el cuál tendrá un ángulo de  $0^\circ$  de esviaje respecto al eje del río.

#### **3.2.5.2 ALINEAMIENTO CON ESVAIAJE**

En este alineamiento la configuración es diferente ya que se tiene un ángulo de esviaje diferente de  $0^\circ$ , respecto al eje del río.

#### **3.2.5.3 CORRECCIÓN O CAMBIO DEL ALINEAMIENTO.**

Cuando un alineamiento no es posible mantenerlo, ya sea debido a que es difícil que los vehículos alcancen a pasar por dicho lugar por la geometría del camino, por el tipo de material de suelo a soportar la estructura (capacidad de carga del suelo) o alguna otra causa; se busca el punto más adecuado para el alineamiento del eje del camino. Además de buscar un punto clave en el alineamiento que conserve el eje del camino, buscar el cambio, siempre que sea necesario también por razones económicas donde el puente salga más

corto, ya que no es lo mismo en costos un metro de camino que un metro de puente.

Se tomarán en cuenta los puntos obligados por los que el camino deba pasar ya sea por razones de tipo social, económicas, políticas y técnicas.

### **3.3 ESTUDIO DE TRÁNSITO (RESULTADOS)**

Tal como se explicó en el numeral 2.2.9 Capítulo II, el Estudio de Tránsito es utilizado principalmente con propósitos de planeación particularmente en la localización, diseño y programación de caminos nuevos o mejorados.

El estudio en cuestión fue realizado por la Unidad de Planificación Vial del Ministerio de Obras Públicas (MOP). La delimitación y zonificación del área en estudio fueron las siguientes:

- Carretera Texistepeque – Guarnecia (Santa Ana)
- Carretera Nueva Concepción – Potrero Sula (Chalatenango)

#### **3.3.1 METODOLOGIA USADA PARA LA OBTENCIÓN DE LOS DATOS DE CAMPO**

Retomando lo ya descrito en el numeral 2.2.9.1.5 (Método de Encuesta) del Capítulo II; la metodología que se utilizó para la obtención de los volúmenes de tráfico en ambos tramos fue a través de un estudio de Origen y Destino.

Con este método se obtienen datos sobre cada viaje incluyendo ubicación del origen, destino, tiempo de viaje, uso de las obras. Separa el número de vehículos por categoría, es decir, clasifica el tráfico liviano con pasajero (LP), liviano con carga (LC), pesado con pasajero (PP) y pesado con carga (PC).

Los aspectos que fueron analizados en este estudio son:

- Conteos históricos y encuestas de tráfico.
- Factores de expansión, volúmenes de tráfico Normal, Atraído y Desviado.
- Proyecciones del TPDA (Tráfico Promedio Diario).

### 3.3.2 PROYECCIÓN DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO (TPDA) EN AMBOS TRAMOS

En ambos tramos existen registros históricos del TPDA, lo que resultó ventajoso porque se pudo hacer comparaciones directas de datos nuevos con viejos y de esta manera determinar la tendencia en los viajes.

En el cuadro 3.1 se muestran los datos históricos comprendidos entre los años de 1995 a 1999; y se incluyen los registros actuales (año 2000).

CUADRO 3.1: DATOS HISTÓRICOS DEL TRANSITO PROMEDIO DIARIO.

	Texistepeque – Guarnecia						Nueva Concepción – Potrero Sula					
	1995	1996	1997	1998	1999	2000	1995	1996	1997	1998	1999	2000
TPDA	66	69	91	92	95	104	51	53	77	101	107	128
LP	10	7	7	7	7	7	10	8	6	4	7	7
LC	48	50	50	50	50	20	57	63	70	61	71	71
PP	32	16	16	16	16	16	2	1	4	7	2	2
PC	10	27	27	27	27	27	31	28	20	28	20	20

El cálculo del TPDA correspondiente al año actual (año 2000) se hizo para cada tramo en cada una de las estaciones de aforo. El analista aplica un modelo de progresión lineal para poder deducir la tendencia en el tráfico futuro;

partiendo de los registros de datos de la estación representativa y aplicando las tasas de crecimiento interanual deducidas de los últimos estudios del corredor (ver cuadros 3.2 y 3.3).

### CUADRO 3.2: VOLUMEN DE TRAFICO FUTURO

Tramo: Texistepeque-Guarnecia

AÑO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2001	105	7	53	17	28
2002	106	7	53	17	29
2003	107	7	54	17	29
2004	108	8	54	17	29
2005	109	8	55	17	29
2006	110	8	55	18	30
2007	111	8	56	18	30
2008	112	8	56	18	30
2009	113	8	57	18	31
2010	114	8	57	18	31
2011	117	8	58	19	31
2012	119	8	59	19	32
2013	121	8	61	19	33
2014	124	9	62	20	33
2015	126	9	63	20	34
2016	129	9	64	21	35
2017	131	9	66	21	35
1018	134	9	67	21	36
1019	137	10	68	22	37
1020	139	10	70	22	38
2021	142	10	71	23	38

El proceso consiste en aplicarle una tasa de crecimiento anual histórico y se compara su valor con el crecimiento económico del lugar, si dicho valor es acorde al crecimiento económico; entonces se deja esta tasa, pero si es más alta entonces se ajusta para compensar.

Las tasas de crecimiento que aplicó el analista del M.O.P. a los cuadros 3.2 y 3.3 fueron:

- 1) Tramo Textistepeque – Guamecia
  - Para los años del 2001 al 2011 la tasa de crecimiento es del 0.96%
  - Para los años del 2012 al 2021 la tasa de crecimiento es del 2.0%
- 2) Tramo Nueva Concepción – Potrero Sula
  - Para los años del 2001 al 2010 la tasa fue de 5.9%
  - Para los años del 2011 al 2021 la tasa fue de 3.5%

### CUADRO 3.3: VOLUMEN DE TRÁFICO FUTURO

Tramo: Nueva Concepción – Potrero Sula

ANO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2001	129	9	92	3	26
2002	130	9	92	3	26
2003	131	9	93	3	26
2004	132	9	94	3	26
2005	133	9	95	3	27
2006	134	9	95	3	27
2007	135	9	96	3	27
2008	136	10	97	3	27
2009	138	10	98	3	28
2010	139	10	98	3	28
2011	143	10	102	3	29
2012	148	10	105	3	30
2013	154	11	109	3	31
2014	159	11	113	3	32
2015	165	12	117	3	33
2016	170	12	121	3	34
2017	176	12	125	4	35
1018	182	13	130	4	36
1019	189	13	134	4	38
1020	195	14	139	4	39
2021	202	14	144	4	40

Los cuadros 3.3 y 3.4 muestran las proyecciones de los volúmenes de tráfico que pasarían por el puente sobre el Río Lempa, a partir de su primer año de funcionamiento (2002). Dicho análisis se logró a través de los resultados obtenidos por las encuestas aplicadas a los automovilistas de ambos tramos; en donde se les preguntaba si estarían interesados en hacer uso el puente, y resultó según la matriz de origen – destino elaborada por el analista, lo siguiente:

Los porcentajes obtenidos en cada tramo según los interesados en hacer uso del puente fueron:

- Tramo Texistepeque – Guarnevia: 81%
- Tramo Nueva Concepción – Potrero Sula: 87%

La forma de obtener las proyecciones de los volúmenes del tráfico que probablemente se de sobre el puente es por ejemplo: aplicarle el porcentaje anterior (81% para el tramo Texistepeque-Guarnevia) al cuadro 3.2, es decir; que para el año 2001 el TPDA proyectado es de 105 vehículos, multiplicándolo por 0.81 resulta un valor de 86 unidades tabulado en el cuadro 3.4.

CUADRO 3.4: VOLUMEN DE TRÁFICO FUTURO EN EL PUENTE S/RIO  
LEMPA

Tramo: Texistepeque-Guarnevia

AÑO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2002	86	7	50	2	27
2003	87	7	51	2	27
2004	88	7	51	2	28
2005	88	7	52	2	28
2006	89	7	52	2	28
2007	90	7	53	2	28

AÑO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2008	91	7	53	2	29
2009	92	7	54	2	29
2010	93	8	54	2	29
2011	93	8	55	2	29
2012	95	8	56	2	30
2013	97	8	57	2	31
2014	99	8	58	2	31
2015	101	8	59	2	32
2016	103	8	60	2	33
2017	105	9	61	2	33
2018	107	9	63	2	34
2019	109	9	64	2	35
2020	112	9	65	2	35
2021	114	9	66	2	36

CUADRO 3.5: VOLUMEN DE TRAFICO FUTURO EN EL PUENTE S/RIO  
LEMPA

Tramo: Nueva Concepción-Potrero Sula

AÑO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2002	113	8	81	1	23
2003	114	8	82	1	23
2004	115	8	83	1	23
2005	116	8	83	1	23
2006	117	8	84	1	24
2007	118	8	85	1	24
2008	119	8	85	1	24
2009	120	8	86	1	24
2010	121	9	87	1	24
2011	122	9	87	1	25
2012	126	9	90	1	25
2013	131	9	93	1	26
2014	135	10	97	2	27
2015	140	10	100	2	28
2016	145	10	104	2	29
2017	150	11	107	2	30
2018	155	11	111	2	31
2019	160	11	115	2	32
2020	166	12	119	2	34
2021	172	12	123	2	35

El cuadro 3.6 resume los resultados obtenidos de los cuadros 3.5 y 3.6, el cual refleja la suma de los vehículos interesados de hacer uso del puente en ambos tramos.

**CUADRO 3.6: VOLUMEN DE TRÁFICO FUTURO EN EL PUENTE S/RIO  
LEMPA  
AMBOS TRAMOS O SENTIDOS**

<b>AÑO</b>	<b>TPDA</b>	<b>LP</b>	<b>LC</b>	<b>PP</b>	<b>PC</b>
2002	199	15	131	3	50
2003	201	15	133	3	50
2004	203	15	134	3	51
2005	205	15	135	3	51
2006	506	16	136	3	52
2007	208	16	137	3	52
2008	210	16	138	3	53
2009	212	16	139	3	53
2010	214	16	141	3	54
2011	215	16	142	3	54
2012	221	17	146	3	55
2013	228	17	150	3	57
2014	234	18	155	3	59
2015	241	18	159	4	60
2016	248	19	164	4	62
2017	255	19	169	4	63
2018	262	20	174	4	65
2019	270	20	179	4	67
2020	278	21	184	4	69
2021	286	21	190	4	71

El cuadro 3.6.1 refleja el volumen del tráfico atraído de las zonas aledañas a Texistepeque, su análisis parte de ciertos supuestos y depende de la experiencia del analista que las desarrolle. Su interpretación es que para el año 2001 se moverán en las zonas cercanas al Municipio de Texistepeque un

número de 212 vehículos de los cuales 105 transitarán dentro del municipio, lo que supone que 107 le darán uso al puente; a este último valor se le aplica un porcentaje del 25% por apreciación y se obtiene el tráfico atraído que tiene un valor de 27 unidades.

Su razón es de que al existir una ruta alterna le facilita a la gente su utilización, ahorrándoles tiempo y dinero.

CUADRO 3.6.1: VOLUMEN DE TRÁFICO ATRAÍDO DE ZONAS ALEDAÑAS A  
TEXISTEPEQUE

AÑO	TPDA ZONAS ALEDAÑAS	TPDA TEXISTEPEQUE GUARNECIA	DIFERENCIA	TRÁFICO ATRAÍDO
2001	212	105	107	27
2002	219	106	113	28
2003	226	107	119	30
2004	233	108	125	31
2005	241	109	132	33
2006	249	110	139	35
2007	257	111	146	37
2008	266	112	154	38
2009	275	113	161	40
2010	284	114	169	42
2011	289	117	173	43
2012	295	119	176	44
2013	301	121	180	45
2014	307	124	183	46
2015	313	126	187	47
2016	319	129	191	48
2017	326	131	194	49
1018	332	134	198	50
1019	339	137	202	51
1020	346	139	206	52
2021	353	142	211	53

El volumen de tráfico "Total" en el puente sobre el Río Lempa, está tabulado en el cuadro 3.6.2, esta última información será la que servirá para analizar la capacidad de diseño, y servirá para realizar el diseño geométrico. Su cálculo se llevó a cabo sumando los volúmenes de tráfico futuro sobre el puente más el tráfico atraído (Cuadro 3.8 en pagina siguiente).

CUADRO 3.6.2

VOLUMEN DE TRÁFICO TOTAL EN EL PUENTE S/RÍO LEMPA

AÑO	TPDA	LP	LC	PP	PC
2002	227	17	151	3	57
2003	231	17	153	3	58
2004	234	17	156	3	59
2005	238	17	158	3	59
2006	241	18	160	3	60
2007	245	18	162	3	61
2008	248	18	165	3	62
2009	252	18	167	3	63
2010	256	19	170	3	64
2011	258	19	172	3	65
2012	265	19	176	3	67
2013	273	20	181	3	68
2014	280	20	186	3	70
2015	288	21	191	4	72
2016	296	22	196	4	74
2017	304	22	202	4	76
2018	312	23	207	4	78
2019	321	23	213	4	80
2020	329	24	219	4	83
2021	338	25	225	4	85

El cuadro 3.7 representa las matrices de Origen-Destino elaboradas para cada tramo, su interpretación para el cuadro 3.8 es que del total de vehículos que salen de Texistepeque (34), solamente 9 se movilizan dentro del municipio,

24 se dirigen a Guarnevia, no se registraron viajes hacia la ciudad de Santa Ana y 1 vehículo tenía interés de dirigirse a otro lugar.

De la misma manera se pueden interpretar los demás datos de la matriz.

CUADRO 3.7 NÚMERO DE VIAJES POR ZONA DE TRÁFICO

TRAMO TEXISTEPEQUE GUARNECIA.					
	1 TEXISTEPEQUE	2 GUARNECIA	3 SANTA ANA	4 OTROS	TOTAL
1 Texistepeque	9	24	0	1	34
2 Guarnevia	13	0	14	6	33
3 Santa Ana	1	11	0	0	12
4 Otros	2	6	0	0	8
Total	25	41	14	7	87
TRAMO NUEVA CONCEPCIÓN POTRERO SULA.					
	1 NVA. CONC	2 POTRERO S.	3 LAGUNA S.	4 OTROS	TOTAL
1 Nva. Conc	0	18	17	0	35
2 Potrero s.	9	0	1	1	11
3 Laguna s.	14	0	0	2	16
4 Otros	0	6	3	0	9
Total	23	24	21	3	71

El cuadro 3.8 muestran el número de vehículos interesados en hacer uso del puente, y se encuentran tabulados según el tipo de vehículo:

CUADRO 3.8 UTILIZACIÓN DEL PUENTE

TRAMO TEXISTEPEQUE – GUARNECIA.			
TIPO DE VEHÍCULO	SI	NO	TOTAL
Vehículo liviano	67	2	69
Pesado carga	16	2	18
Total	83	4	87
TRAMO NUEVA CONCEPCIÓN – POTRERO SULA.			
Vehículo liviano	52	6	58
Pesado carga	11	2	13
Total	63	8	71

Finalmente se presentan el cuadro 3.9 que es el resultado de las encuestas según la finalidad de utilizar el puente, ya sea por motivos de comercialización, turismo, visitas sociales, ahorro de tiempo entre otros. Los resultados son:

**CUADRO 3.9**  
**NÚMERO DE VIAJES POR MOTIVO DE UTILIZACIÓN**

Motivo	TRAMO TEXISTEPEQUE – GUARNECIA		TRAMO NUEVA CONCEPCIÓN – POTRERO SULA	
	Número	%	Número	%
Comercio	45	54.22	16	25.40
Familiar	5	6.02	5	7.94
Trabajo	4	4.82	6	9.52
Menor tiempo	7	8.43	36	57.14
Turismo	11	13.25	-	-
Otros servicios	11	13.25	-	-
Total	83	100.00	63	100.00

### 3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 3.4.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

##### 3.4.1.1 ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA

Tal como se explicó en el Capítulo II, el área de la cuenca se definió por medio de una línea imaginaria llamada parteaguas; el método que se utilizó está un tanto fuera del contexto que se maneja tradicionalmente en la hidrología, pero resulta más preciso al momento de obtener la lectura del área, el perímetro y las longitudes de las curvas de nivel de la cuenca.

Primeramente se dispone del mapa de la cuenca del Río Lempa en una escala de 1:300,000, el cual presenta subcuencas delimitadas por parteaguas, lo que facilitó el análisis al momento de definir la cuenca de interés (ver figura 2.4 del Capítulo II). Una vez establecida la cuenca en estudio se prosiguió a la digitalización haciendo uso del programa Micro Station. Terminada la etapa de digitalización se continuó con el proceso de exportar la imagen al programa AutoCad versión 14, y de esta manera obtener el área, el perímetro de la cuenca, y las longitudes de las curvas de nivel que pertenecen a dicha cuenca.

Las lecturas registradas hasta el punto de emplazamiento del puente son:

Área de la cuenca:  $A_c = 4,444.98 \text{ Km}^2$

Perímetro de la cuenca:  $P_c = 399.00 \text{ Km}$

Tal como fue explicado en el capítulo anterior, al carecer de una estación hidrométrica en el punto del proyecto, se dispuso de una estación aguas abajo "Paso del Oso" y sobre él se obtuvo el perímetro de la cuenca:

Perímetro de la cuenca:  $P_{est.} = 406.76 \text{ Km.}$

El área fue proporcionada por la Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa CEL, siendo el dato de:

Área de la cuenca hasta la estación  $A_{est.} = 4,531.40 \text{ Km}^2$

### 3.4.1.2 LONGITUD DEL CAUCE MÁS LARGO

En la cuenca desde el punto de interés del Río Iempa existen diversos cauces que llegan a conformar uno principal y de mayor caudal, sin embargo no se considera la longitud de este cauce principal, sino que para fines de estudio nos interesa la longitud mayor de la quebrada que llegue hasta el cauce principal que sumados éstos forman la longitud mayor del cauce. Para el caso en particular el río con mayor extensión es el Río Ostúa que se origina en Guatemala (ver figura 2.4); el cual presenta una longitud de 119.00 Km.

### 3.4.1.3 LONGITUD DE LAS CURVAS DE NIVEL

Haciendo uso nuevamente del AutoCad, posteriormente a la etapa de digitalización del único plano con el que se contó, se procedió a leer las longitudes de cada una de las curvas de cota redonda que en el plano se encuentran, siendo estas:

CUADRO No 3.10

LONGITUD DE CURVAS DE NIVEL	
C-500	415.85 Km
C-1,000	588.19 Km.
C-1,500	411.07 Km.
C-2,000	89.41 Km.

### 3.4.1.4 ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

El cálculo de la elevación media se hizo por los dos métodos descritos en el capítulo anterior;

### 3.4.1.4.1 CURVA HIPSOMÉTRICA (PRIMER METODO)

Se tomó como intervalo de las curvas de nivel a cada 500 metros, por la limitante de los detalles que el mapa mostraba.

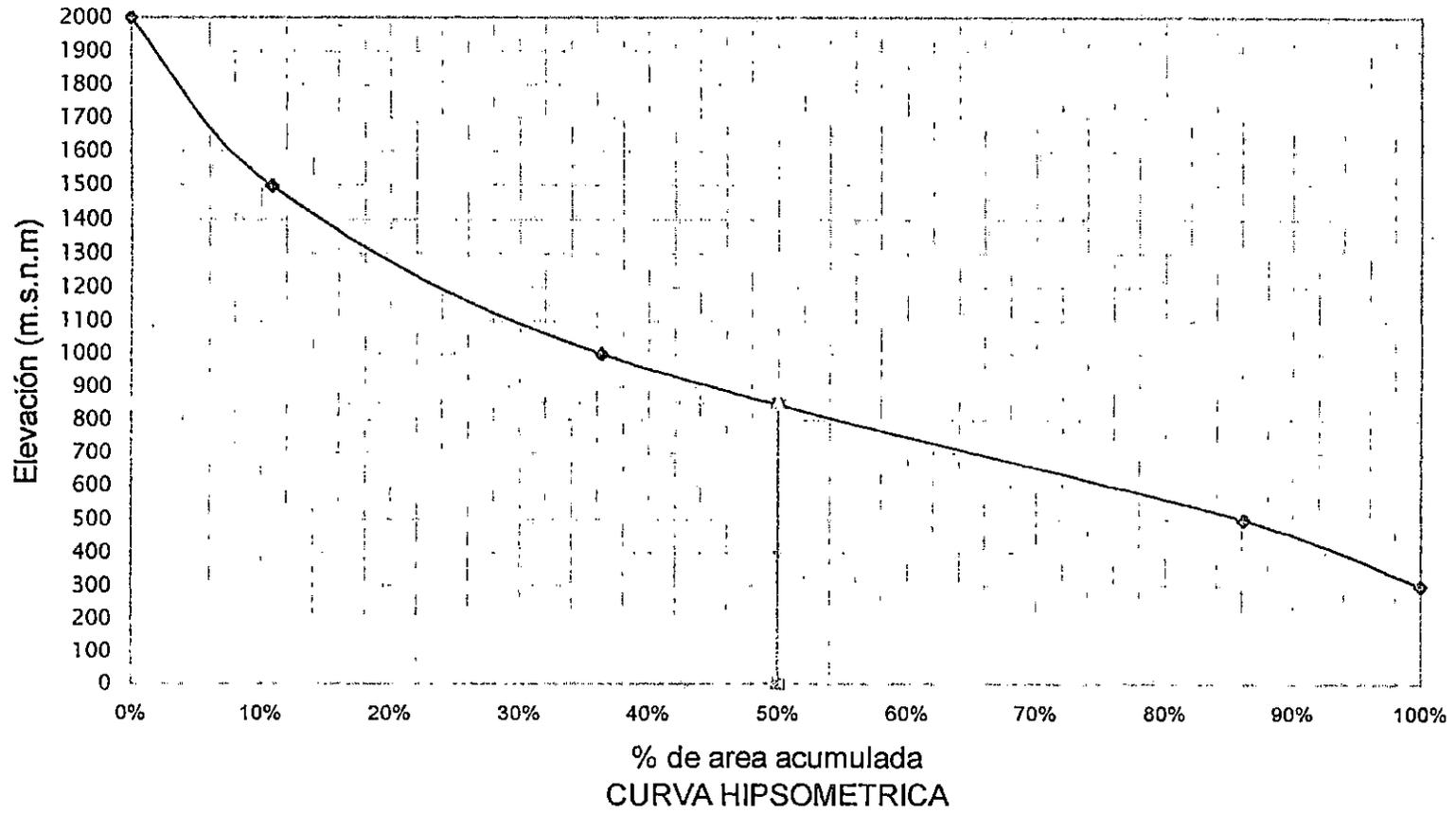
La tabulación se presenta en el cuadro No 3.11.

CUADRO No 3.11  
TABULACIÓN PARA LA CURVA HIPSOMÉTRICA

ELEVACIONES (mts)	ÁREA ENTRE CURVAS (Km <sup>2</sup> )	% ÁREA	% ÁREA ACUMULADA
2,000-1,500	492.07	10.86	10.86
1,500-1,000	1,153.97	25.47	36.33
1,000-500	2,257.07	49.80	86.13
500-300	628.29	13.87	100.00
Σ	4,531.40	100.00	

Luego se grafican las elevaciones versus el porcentaje de área acumulada tal como se muestra en la figura 3.1.

La elevación media por este método es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas de la cuenca, en este caso el dato es de 850.00 msnm



CURVA HIPSOMETRICA

Fig. 3.1

#### 3.4.1.4.2 POR MEDIO DE LA FÓRMULA 3.1 (SEGUNDO MÉTODO)

La mecanización del cálculo de la elevación media ( $E_m$ ) está basado en la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{(a.e)}{A_c} \quad (3.1)$$

Donde:

$E_m$ : Elevación media de la cuenca.

a: Área entre dos curvas de nivel ( $\text{Km}^2$ )

e: La elevación media entre las curvas de nivel (mts)

$A_c$ : Área de la cuenca ( $\text{Km}^2$ )

Sustituyendo:

$$E_m = \frac{861,122.50 + 1,442,462.50 + 1,692,802.50 + 251,316.00}{4,531.40}$$

$$E_m = 937.39 \text{ msnm.}$$

Existe una diferencia entre los resultados obtenidos por los métodos anteriores de 87.39 mt.; se debe a que por el primer método las curvas que se utilizaron fueron de cota redonda, y por el segundo método se uso del valor medio de las curvas de nivel; creando distorsión en el valor final. Pero el valor que se manejará será el obtenido por el método N° 2 ya que es el de mayor valor y se podría considerar como el más representativo.

### 3.4.1.5 PENDIENTE MEDIA

El valor de la pendiente media se obtuvo por medio de la ecuación (2.2) descrita en el capítulo II:

$$S_m = \frac{\sum L.D}{A_c}$$

Donde:

$S_m$ : Pendiente media de la cuenca.

$L$ : Longitud de las curvas de nivel en kilómetros.

$D$ : Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas en kilómetros.

$A_c$ : Área de la cuenca.

$$S_m = \frac{1,504.52 \times 0.50 (\text{Km}^2)}{4,531.40 (\text{Km}^2)} * 100 = 16.60\%$$

Teóricamente se maneja que la pendiente media rige el drenaje de la cuenca, el valor encontrado demuestra una alta pendiente lo que lleva a concluir que la velocidad del agua es también bastante alta.

### 3.4.1.6 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE COMPARACIÓN

#### 3.4.1.6.1 COEFICIENTE DE COMPACIDAD

Tal como ya fue definido, el coeficiente de compacidad determina la forma de la cuenca; entre más se acerque su valor a 1 más forma circular tendrá la cuenca y entre más se aleje a ese valor más forma irregular tendrá. El valor se determina relacionando el perímetro de la cuenca entre el perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca; ver ecuación (2.5) tal como se muestra a continuación:

Perímetro de la cuenca:  $P_{est.} = 406.76 \text{ Km}$ .

Área de la cuenca:  $A_{est.} = 4,531.40 \text{ Km}^2$

$$K_c = \frac{P_{est.} * 0.2821}{\sqrt{A_{est.}}}$$

$$K_c = \frac{406.76 \text{ Km} * 0.2821}{\sqrt{4,531.40 \text{ Km}^2}} ; K_c = 1.70$$

El valor obtenido constata la forma irregular y alargada de la cuenca (ver Fig. 3.2 en anexos )

#### 3.4.1.6.2 FACTOR DE FORMA

El factor de forma relaciona la longitud del eje central de la cuenca (76.78 Km.), con el ancho medio (112.16 Km.), y se obtiene por medio de la ecuación (2.6)

$$K_f = \frac{L_m}{L_e}$$

$$K_f = \frac{112.16 \text{ Km}}{76.78 \text{ Km}} = 1.46$$

El valor del factor de forma encontrado teóricamente se debería comparar con el valor de factor de forma de otra cuenca que tuviera características físicas semejantes a la analizada, y de esta manera clasificar la que mayor drenaje posea, sin embargo al no contar con otra cuenca dicho análisis se obviará en el estudio.

### 3.4.1.7 PERÍODO DE RETORNO

Para encontrar un período de retorno adecuado para el diseño del puente sobre el río Lempa en base a los datos de registros, se pueden encontrar haciendo varios cálculos de manera de determinar un período "T" que supere el valor del caudal registrado en la estación Paso del Oso (ver cuadro 3.12).

El método estadístico supone que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria  $X$  es mayor o igual a un caudal máximo  $X_t$ . El intervalo de ocurrencia "t" es el tiempo de ocurrencia de  $X \geq X_t$ , como por ejemplo, la figura 3.3 muestra el registro obtenido por la estación Paso del Oso de caudales máximos del río Lempa desde los años de 1971 a 1981, siendo este período el único período registrado por el centro meteorológico nacional.

CUADRO No 3.12 REGISTROS DE CAUDALES  
MÁXIMOS ANUALES DE LA ESTACIÓN PASO DEL OSO

AÑO	CAUDAL (M <sup>3</sup> /seg.)
1971	2264.00
1972	683.00
1973	839.00
1974	535.00
1975	418.50
1976	639.60
1977	581.40
1978	1385.60
1979	1900.00
1980	806.10
1981	1182.00

La magnitud  $X_t$  de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media  $\bar{X}$  más una desviación  $\Delta X_t$  de la variable respecto a la media.

$$X_t = \bar{X} + \Delta X_t \quad (3.2)$$

Esta desviación respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar "S" y el factor de frecuencia "Kt", es decir:

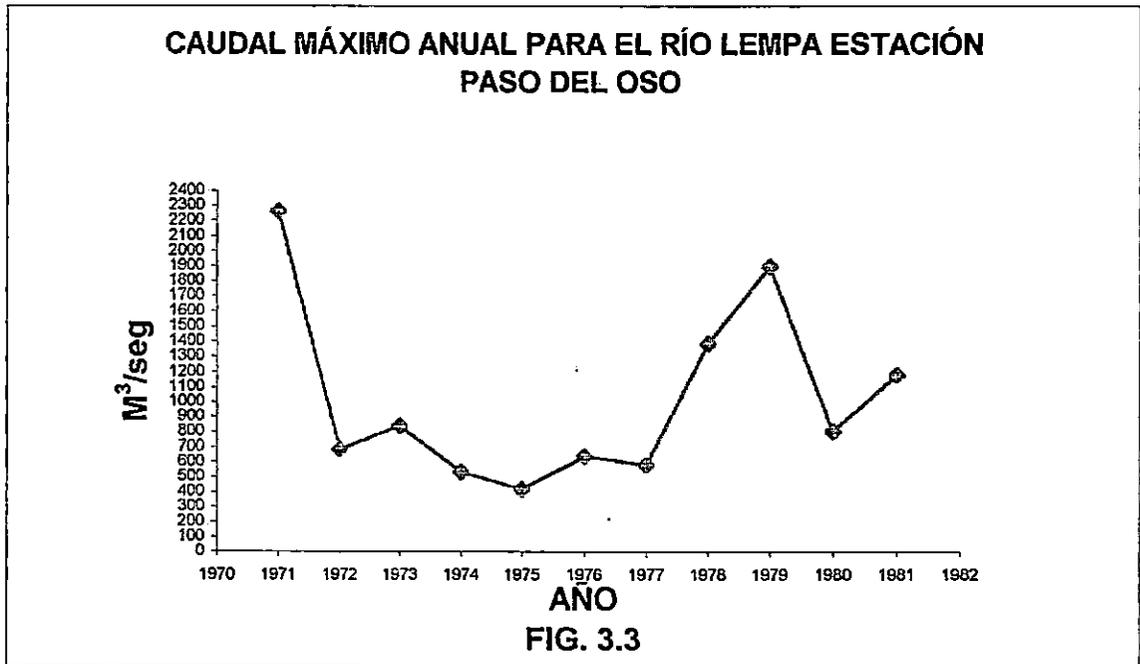
$$\Delta X_t = Kt * S \quad (3.3)$$

Sustituyendo  $\Delta X_t$  en  $X_t$  nos queda en forma de aproximación.

$$X_t = \bar{X} + Kt * S \quad (3.4)$$

Para el factor frecuencia SHOW dedujo una ecuación:

$$Kt = 0.7796(0.5772 + \text{Ln}(\text{Ln}\left\{\frac{T}{T-1}\right\})) \quad (3.5)$$



La tabulación de los caudales estadísticos se presenta en el cuadro 3.13

CUADRO 3.13  
CÁLCULO DE LAS ESTADÍSTICAS DE LOS REGISTROS DE CAUDAL  
MÁXIMO ANUALES DE LA ESTACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA PASO  
DEL OSO

AÑO	CAUDAL (M <sup>3</sup> /seg.)	$(X_i - \bar{X})^2$
1971	2264.00	1,544,328.14
1972	683.00	114,440.12
1973	839.00	33,229.64
1974	535.00	236,477.96
1975	418.50	363,355.78
1976	639.60	145,687.26
1977	581.40	193,503.21
1978	1385.60	132,721.78
1979	1900.00	772,131.26
1980	806.10	46,306.74
1981	1182.00	25,827.70
$\Sigma$	11,234.20	3,608,009.

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (3.6)$$

$$\bar{X} = \frac{1}{11} * (11,234.20)$$

$$\bar{X} = 1,021.29$$

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (3.7)$$

$$S^2 = \frac{1}{11-1} * (3,608,009.59)$$

$$S = \sqrt{360,800.959}$$

$$S = 600.67$$

Al aplicar la fórmula de  $X_t$  y tabular para diferentes períodos de retorno se obtuvo:

CUADRO No 3.14  
CÁLCULO DE CAUDALES PARA DIFERENTES "T"

T (AÑOS)	Kt	CAUDAL "Xt" (m <sup>3</sup> /seg.)
10	1.30	1,802.16
15	1.63	2,000.38
20	1.87	2,144.54
25	2.04	2,246.66
30	2.19	2,336.76
35	2.31	2,408.84
40	2.42	2,474.91
45	2.51	2,528.97
50	2.59	2,577.03
55	2.67	2,625.10
60	2.74	2,667.13
65	2.80	2,703.17
70	2.86	2,739.21
75	2.91	2,769.24
80	2.96	2,799.27
100	3.14	2,907.39

Como podemos observar que el  $X_t$  adecuado es el de  $T=50$  años ya que muestra un aumento sobre el caudal máximo registrado por la estación Paso del Oso (2,264.00 m<sup>3</sup>/seg.); y no presenta sobredimensionamiento en el caudal. Por tanto el período de retorno indicado para el estudio hidrológico es de  $T=50$  años.

Para la obtención del período de retorno también existen resúmenes en base a experiencias pasadas en el diseño para estructuras de control de agua tal como se muestra en el cuadro 3.20.

**CUADRO 3.15**  
**CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS DE**  
**CONTROL DE AGUA**

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
Alcantarillas de Carreteras	
Volúmenes de tráfico bajo	5-10
Volúmenes de tráfico medio	10-25
Volúmenes de tráfico alto	50-100
Puentes de Carreteras	
Sistema secundario	10-50
Sistema primario	50-100
Aeropuertos	
Volúmenes bajos	5-10
Volúmenes medios	10-25
Volúmenes altos	50-100
Diques	
En fincas	2-50
Alrededor de ciudades	50-200
Presas (amenaza baja)*	
Pequeñas	50-100
Medias	100 +
Grandes	
Presas (amenaza alta)**	
Pequeñas	-
Medias	-
Grandes	-

\* Poca probabilidad de pérdidas de vidas.

\*\* Con probabilidad de altas pérdidas de vida.

#### 3.4.1.8 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Una vez encontrado el área de la cuenca, la longitud del cauce más largo y la elevación media; se puede encontrar el tiempo de concentración por medio de la formula (2.1):

$$T_c = \frac{\sqrt{A_{est}} + 1.5 * L_c}{0.85 * \sqrt{Hm}}$$

$$T_c = \frac{\sqrt{4,531.40 \text{ Km}^2} + 1.5 * 119.0 \text{ Km}}{0.85 * \sqrt{937.39 \text{ Km}}}$$

$$T_c = 9.45 \text{ horas} = 567 \text{ min.}$$

### 3.4.1.9 CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Luego de definir todos los parámetros y características de la cuenca hasta la estación hidrométrica Paso del Oso; se procederá a hacer una correlación de áreas y caudales hasta el punto de control de la siguiente manera:

- Estación Paso del Oso:  $A_{est} = 4,531.40 \text{ Km}^2$ ;  
 $Q_{est} = 2,577.03 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- Punto de interés :  $A_c = 4,444.98 \text{ Km}^2$ ;  
 $Q_{xi} = ? \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$A_{est} \rightarrow Q_{est}$$

$$A_{xi} \rightarrow Q_{xi}$$

$$4,531.40 \text{ Km}^2 \rightarrow 2,577.03 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

$$4,444.98 \text{ Km}^2 \rightarrow Q_{xi}$$

$$Q_{xi} = \frac{4,444.98 \text{ Km}^2 * 2,577.03 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}}{4,531.40 \text{ Km}^2}$$

$$Q_{xi} = 2,527.88 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

### 3.5 ESTUDIO HIDRÁULICO

#### 3.5.1 DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS

En el capítulo II se definió que con el estudio hidráulico se llega a relacionar el estudio hidrológico aplicando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad; ya que éste sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área hidráulica más eficiente.

##### 3.5.1.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n" DE MANNING

El valor de "n" de Manning que se determinó fue según el cuadro 2.3 del Capítulo II de 0.030, ya que las características que el río presenta: canal natural limpio, recto sin fallas o pozos profundos, con piedras (ver figura 3.4); son las que más se adaptan al cuadro.



FIGURA 3.5 LECHO DEL CAUCE

### 3.5.1.2 CURVA DE DESCARGA NATURAL

Para encontrar el nivel máximo que el agua alcanzará en función del caudal de diseño que hemos encontrado (2,577.03 m<sup>3</sup>/seg), se logra a través de la curva de descarga natural.

En los fluidos la pérdida de energía debido a los efectos de fricción por unidad de peso del fluido "hf", a lo largo de una longitud "L" nos resulta la pendiente de fricción del río que es: .

Para el caso en particular a una distancia de 139.01 mt, muestra un desnivel de 0.39 mt.; por tanto:  $Sf = \frac{hf}{L}$  (3.8)

$$Sf = \frac{0.39mt}{139.01mt} * 100\%$$

$$Sf = 0.28\%$$

Una vez encontrado la pendiente del río y el valor de "n" de Manning, se puede encontrar el factor hidráulico de la siguiente manera (ecuación 2.8):

$$F_H = \frac{Qn}{S^{1/2}}$$

$$F_H = \frac{2,527.88 \frac{m^3}{seg} * 0.030}{0.0028^{1/2}}$$

$$F_H = 1,433.17 \frac{m}{seg}$$

Ya se definió que la sección óptima se obtiene cuando el factor hidráulico es igual al factor geométrico, calculado a partir de la fórmula de continuidad ya

establecida en el numeral 2.2.5 (Estudio Hidráulico) del Capítulo II. La idea es llegar a igualar el factor geométrico con el valor encontrado de  $F_H = 1,433.17$ ; al cumplirse esta igualdad se está encontrando el nivel de aguas máximas y el área hidráulica más eficiente en el punto de control.

Luego con estos elementos definidos se prosigue a encontrar los puntos (pares ordenados) para graficar la curva de descarga natural, se logra encontrando un caudal para una altura de nivel del agua, donde tenemos en el eje de las abscisas el caudal y en las ordenadas el nivel del agua. Un resumen del cálculo se muestra en el cuadro 3.21.

CUADRO No 3.16

## RESUMEN DEL CÁLCULO DEL FACTOR GEOMÉTRICO

Tirante Y (mt.)	Área Hidráulica $A_H$ ( $mt^2$ )	Perímetro Mojado $P_m$ (mt)	Radio Hidráulico $R_H = \frac{A_H}{P_m}$	Factor Geométrico $F_G = A_H R_H^2$	Caudal ( $m^3/se$ g)
0.4	0.78	7.92	0.098485	0.166344	0.293694
0.8	3.12	15.79	0.197593	1.058448	1.868778
1.2	7.61	35.52	0.214245	2.724745	4.810761
1.6	17.85	67.87	0.263003	7.32732	12.93699
2	34.6	100.3	0.344965	17.01869	30.04791
2.4	80.27	230.12	0.348818	39.77582	70.2275
2.8	126.28	232.23	0.543771	84.12894	148.5366
3.2	172.63	234.48	0.736225	140.7527	248.5104
3.6	219.38	236.86	0.926201	208.4494	368.0346
4	266.55	239.24	1.114153	286.4675	505.7819
4.4	314.13	241.58	1.300315	374.2327	660.7387
4.8	362.11	243.91	1.484605	471.2461	832.0239
5	410.49	246.27	1.666829	577.0719	1018.868
5.6	459.28	248.65	1.847094	691.412	1220.745
6	508.49	251.03	2.025614	814.0547	1437.281

Tirante Y (mt.)	Área Hidráulica $A_H$ ( $mt^2$ )	Perímetro Mojado $P_m$ (mt)	Radio Hidráulico $R_H = \frac{A_H}{P_m}$	Factor Geométrico $F_G = A_H R_H^{2/3}$	Caudal ( $m^3$ /seg)
6.4	558.57	257.84	2.166343	935.1813	1651.14
6.8	609.96	264.37	2.307221	1065.027	1880.394
8	1022.53	799.36	1.279186	1204.939	2127.42
8.4	1183.27	817.36	1.447673	1514.25	2673.533
8.6	1347.7	835.49	1.613065	1853.651	3272.773
9	1515.9	855.25	1.772464	2220.183	3919.917
9.4	1687.58	870.45	1.938744	2623.885	4632.685

Nota:

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{(0.00280555)^{1/2}}{0.030} = 1.7656$$

La sección natural del río en donde se pretende alinear el puente se muestra en la figura 3.5.

Luego:  $Q = 1.7656 * A_H R_H^{2/3}$

La curva de descarga natural, queda como se muestra en la figura 3.6. Luego para encontrar el nivel de aguas máximas se hace extrapolando del caudal de diseño (2,527.88  $m^3$ /seg), de la curva de descarga natural y se encuentra un nivel de agua igual a 8.37 mts; dándole 1.0 mt más por seguridad de arrastre de árboles u otros objetos por el río donde nos queda una altura desde el punto más bajo del lecho del río de 9.37 mts. hasta el rostro inferior de la viga.

### CURVA DE DESCARGA NATURAL

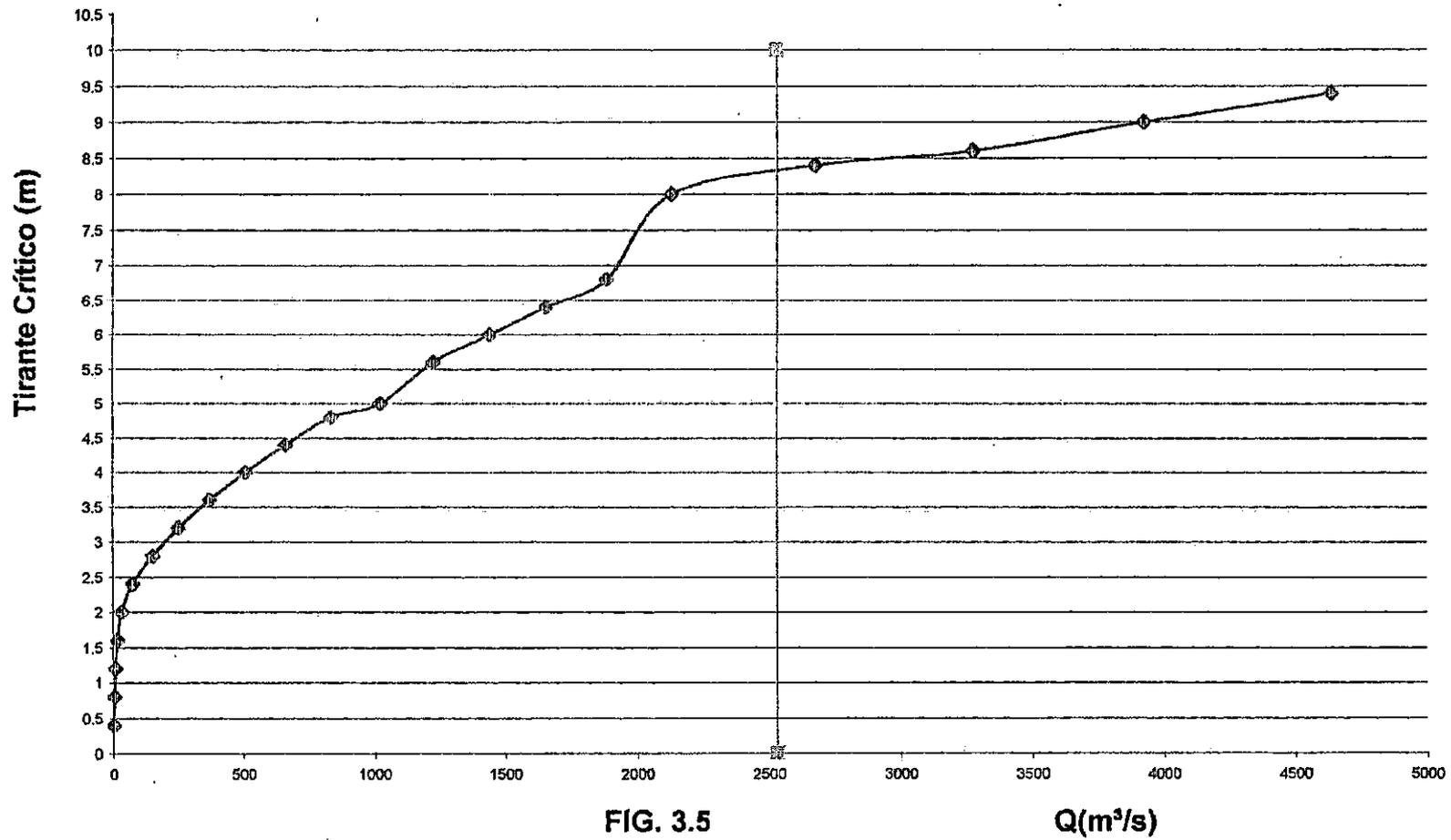


FIG. 3.5

$Q(\text{m}^3/\text{s})$

### **3.6 EVALUACIÓN DEL PERFIL AMBIENTAL**

#### **3.6.1 NOMBRE DEL PROYECTO:**

Construcción de Puente sobre Río Lempa entre Guarnecia y Potrero Sula.

#### **3.6.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto esta ubicado entre los departamentos de Chalatenango y Santa Ana; específicamente entre el cantón Potrero Sula, Caserío Peñanalapa y el cantón Guarnecia y Caserío El Tamarindo.

#### **3.6.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

En la actualidad los habitantes del lugar cruzan El Río Lempa por un puente colgante tipo hamaca este tiene 3 metros de base por 1.50 metros de ancho y 150 metros aproximadamente de largo, comunica a los caseríos de Peñanalapa y El Tamarindo. El proyecto consistirá en llevar el Puente colgante a un puente vehicular con las siguientes especificaciones: un ancho de 7.00 metros, acera de un lado de 0.80 metros de ancho y con una longitud de aproximadamente de 160.00 metros.

#### **3.6.4 DESCRIPCIÓN AMBIENTAL DEL ÁREA AFECTADA**

La zona de vida donde se ubica el proyecto, corresponde a Bosque Húmedo Subtropical Caliente (bh-St). Según Holdrige, esta zona se caracteriza por temperaturas altas, períodos de lluvias y sequías bien demarcadas.

Desde el punto de vista climático el proyecto se encuentra en la zona clasificada como Sabana Tropical caliente; clasificándola Sapper-Lauer como

tierra Caliente, cuya temperatura oscila entre 17.8°C y 30.6°C y con precipitación pluvial promedio anual de 2,017 mm/año y una elevación de 410 m.s.n.m.

- SUELO

Los suelos predominantes en la zona del proyecto pertenecen a Regosoles, latosoles arcillo rojizos, aluviales, entisoles, son suelos originados de cenizas volcánicas, tienen erosión moderada y algunas áreas son pedregosas.

- HIDROLOGÍA

Desde el punto de vista hidrológico el proyecto se encuentra en la cuenca del Río Lempa y afecta directamente el cauce o rivera del cuerpo Hídrico del Río Lempa ya que el puente estará localizado sobre éste.

- FLORA

La vegetación predominante del área del proyecto está caracterizada por las siguientes especies:

CUADRO 3.17: VEGETACIÓN PREDOMINANTE

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
Flor de Fuego	<i>Delonix regia</i>
Carago	<i>Cassia grandis</i>
Conacaste Negro	<i>Esmerolodium cyclocarpum</i>
Conacaste Blanco	<i>Albizzia caribea</i>
Mango	<i>Manquifera indica</i>
Tigüilote	<i>Cordia dentada</i>
Mongollano	<i>Pithecollobium dulce</i>
Aceituno	<i>Simarouda grauca</i>
Jocote	<i>Spondias sp</i>
Ceiba	<i>Ceiba pentrada</i>

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
Teca	<i>Tectonona grandis</i>
Morro	<i>Crescentia alata</i>
Caulote	<i>Guasumo ulmifolia</i>
Pito	<i>Erithina berteroana</i>
Eucalipto	<i>Eucaliptus sp</i>
Guineo	<i>Musa sapiertum</i>
Cedro	<i>Cedrela fasiliss</i>
Chilamate	<i>Ficus glabrata</i>

Según el listado oficial de especies de flora amenazadas y en peligro de extinción elaborado por la dirección de Recursos Naturales del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG); de las especies mencionadas, solo el Cedro está amenazado o en peligro de extinción.

- FAUNA.

Entre las especies de fauna observadas en el área del proyecto se pueden mencionar las siguientes:

CUADRO 3.18: FAUNA

NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO
Garza blanca	<i>Casmerodius albus</i>
Chío	<i>Pitangus sulchuratus</i>
Sensontle	<i>Turdus grayi</i>
Pijuyo	<i>Crotophaga sulcirostris</i>
Golondrina	<i>Progne chalybea</i>
Zope	<i>Coragyps atratus</i>
Urraca	<i>Calusitta formosa</i>
Zanate	<i>Cassidix mexicanus</i>
Tortolita	<i>Columbina sp</i>
Gualcalchía	<i>Camphy lorynchus rufinucha</i>
Chiltota	<i>Interus pectoralis</i>
Torogoz	<i>Eumomota superciliosa</i>
Talapo	<i>Momotus momota</i>
Lagartija	<i>Mobuya mabouya</i>
Tenguereche	<i>Erythophanes sp</i>

La construcción del puente generará emigración de la avifauna, por el ruido y la vibración de maquinaria, así como la destrucción de nidos y lugares de pecheo causado por la tala de vegetación existente.

De la avifauna mencionada la golondrina y la chiltota están amenazados o en peligro y el Sensontle se encuentran en peligro de extinción, según listado oficial de la Dirección de Recursos Naturales del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG)

### **3.6.5 ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS CULTURALES**

En el área del proyecto y el área de influencia se pueden identificar caseríos, viviendas tipo rural. Los habitantes del lugar se dedican a los cultivos de granos básicos, agropecuarios, con el proyecto habrá mejor acceso que redundará a un desarrollo de la comunidad, así como la comunicación entre los departamentos de Santa Ana y Chalatenango.

También se puede mencionar que el proyecto se encuentra dentro de la propuesta del corredor biológico y área natural protegida. Asimismo, que la zona del Caserío El Tamarindo es susceptible a inundaciones en época de invierno.

### **3.6.6 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS**

Considerando que el proyecto se ejecutará en el área rural se prevé que los principales impactos ambientales serán de carácter edáfico, biológico y socioeconómico, ya que no sólo la población aledaña al proyecto será afectada

durante la construcción del puente sino que la vida silvestre y el recurso suelo. Los impactos identificados son los siguientes:

Perdida de vegetación por la tala de aproximadamente 112 árboles, generación de polvo por la remoción de biomasa debido a la construcción de los estribos del puente.

La contaminación de las aguas del río o arroyos por la generación de materiales de desechos sólidos y líquidos afectando las especies acuáticas y márgenes del río por la construcción de las pilas del puente.

Generación de desechos humanos sólidos por aproximadamente 40 trabajadores de la construcción los cuáles necesitarán efectuar sus necesidades fisiológicas en el área del proyecto lo que generaría problemas de contaminación y el incremento de enfermedades gastrointestinales en el proyecto.

### **3.6.7 MEDIDAS DE PROTECCIÓN AMBIENTAL**

Las medidas para mitigar, atenuar y/o para compensar los impactos ocasionados al medio ambiente a consecuencia de la ejecución del proyecto son los siguientes.

La siembra de 560 árboles en compensación de la tala de 112 árboles por construcción de los estribos del puente. En la construcción de los estribos del puente se deberá remover al mínimo de vegetación y de manera compensatoria se revegetará aproximadamente 180m<sup>2</sup> de grama común en los taludes para evitar la erosión de estos.

Desviación del cauce del río para evitar la contaminación por desechos sólidos y líquidos, así como minimizar los efectos de contaminación a las especies de vida acuática y márgenes del río, por la construcción de las pilas que contienen las estructuras del puente.

Para evitar la contaminación por desechos humanos se alquilarán letrinas móviles para los trabajadores del proyecto.

CUADRO 3.19: RESUMEN DE COSTOS AMBIENTALES

MEDIDAS	COSTOS
Arborización de aproximadamente 560 árboles.	¢9,520.00
Engramado de taludes de aproximadamente 180m <sup>2</sup> de grama común	¢2,700.00
Alquiler de letrinas móviles y limpieza.	¢67,320.00
Subtotal	¢79,540.00
15% de imprevistos.	¢11,931.00
<b>TOTAL</b>	<b>¢91,471.00</b>

## ***Capítulo IV:***

### ***Etapa de Diseño***

#### 4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los cálculos del puente por el método estático, el cuál se partió de datos obtenidos del estudio Hidrológico de Tránsito y Topográfico presentados en el capítulo anterior, con respecto a datos de suelo, éstos fueron supuestos.

Los artículos, secciones, ecuaciones y gráficos a los que se da referencia todos son correspondientes a las normas AASHTO para el diseño de puentes carreteros.

La solución escogida es un puente de 9.91 m de ancho total y 7.4 m de ancho efectivo de rodamiento para el tráfico a 1.25 m a cada extremo para las aceras destinadas al tráfico peatonal. La superestructura está formada por 4 vigas de concreto pretensado espaciada a 2.47 m centro a centro, estas vigas soportan una sección de concreto de 20 cm de espesor, y el camión de diseño utilizado para la carga viva es el HS 20-44

El puente ha sido diseñado con las especificaciones Estándar para puentes en carreteras (AASHTO de 1996 16ª edición)

Para el diseño de zapatas y estribos se tomó un peso volumétrico de 2.4 Ton/m<sup>3</sup> para el concreto y 1.78 Ton/m<sup>3</sup> para el suelo, se tomó una resistencia a la compresión de concreto de 280 kg/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la fluencia del acero de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. El ángulo de fricción interna considerado para el suelo fue de 35° y la capacidad de 3.0 kg/cm<sup>2</sup>

Las pilas serán de concreto reforzado y consiste en una columna rectangular de 3.00 x 1.5 metros, la pila estará cimentada sobre una zapata.

Para el diseño de subestructuras, se modeló el puente en el programa Sap2000, este es una interfase gráfica para modelar, analizar y diseñar cualquier tipo de estructura, los datos de entrada al programa fueron los siguientes: el dimensionamiento de los elementos, las cargas del flujo de agua, la carga del camión de diseño a lo largo del puente en dos líneas de influencia, y un espectro de diseño creado conforme al Reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador.

En la corrida del programa se consideraron 50 modos de vibración hasta obtener la mayor cantidad de masa participante de la estructura, y se hizo el análisis para todas las combinaciones de carga según las normas AASTHO.

#### **4.2 DATOS GENERALES**

La solución escogida es un puente con 9.91 mt de ancho total:

- 7.41mt, ancho de rodamiento para el tráfico de vehículos.
- 1.25 mt, a cada extremo para las aceras destinadas al tráfico peatonal.

La carga, de acuerdo al tránsito por la zona, fue determinada como tipo HS 20-44.

Los carriles, en cada sentido, tienen un ancho de 3.70 mt que es el más utilizado en nuestro medio.

De acuerdo al ancho total se utilizarán cuatro vigas en toda la longitud del puente:

### 4.3 DISEÑO DE LA LOSA

#### *Espaciamiento entre vigas.*

El puente será de 9.91 mt. de ancho total.

Espaciamiento entre vigas:

- Ancho de rodamiento = 7.41 mt.
- Tipo de carga HS 20-44
- Separación centro a centro de vigas (4 vigas) =  $[ 9.90 - 2(1.25) ] / (4-1) = 2.47 \text{ mt}$
- Claro libre entre vigas suponiendo  $b_w = 20 \text{ cm}$  (ancho de alma de la viga):

$$S = 2.47 - 0.20 = 2.27 \text{ m}$$

Debido al valor de  $S = 2.27 \text{ mt}$ , el refuerzo principal debe ser perpendicular al tráfico.

La sección transversal del puente se muestra a continuación.

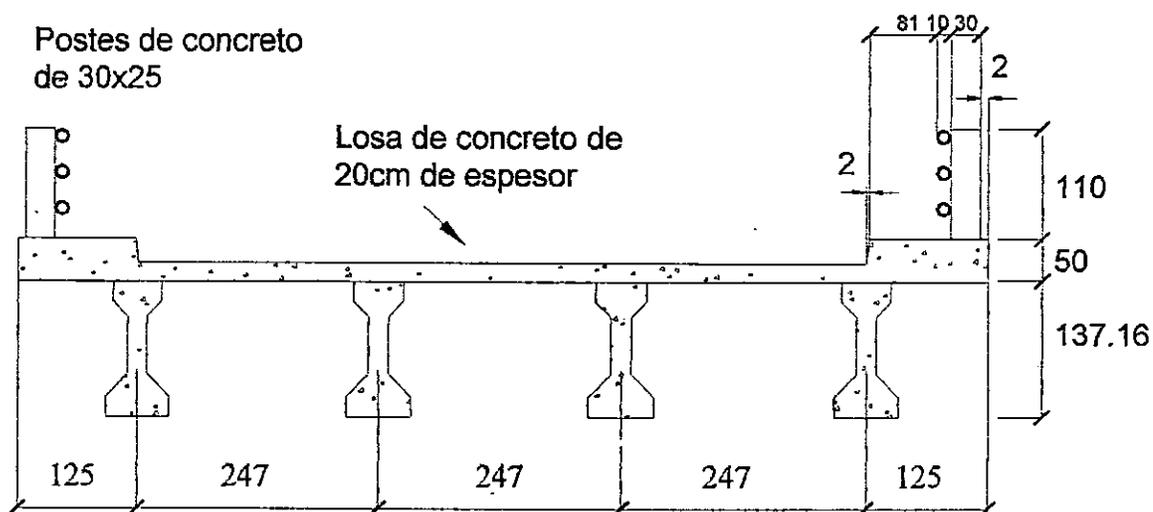


FIGURA 4.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

- *Cálculo del espesor de la losa.*

La tabla 8.9.2 muestra los espesores mínimos recomendables para miembros de espesor (o peralte) constante. Estos corresponden a los requisitos mínimos para el control de deflexiones, a menos que un análisis demuestre que se pueden emplear menores espesores.

$$h = (S + 305)/30 \geq 16.52 \text{ cm}$$

S: longitud del claro transversal, cm.

Peralte mínimo de losa:  $h = (227 + 305)/30 \geq 16.52 \text{ cm}$

$$h = 17.73 \text{ cm, OK}$$

Se adoptará un espesor de losa de  $h = 20 \text{ cm}$ . Ya que para el funcionamiento de la losa en forma compuesta con la viga, necesita un peralte mínimo de 18 cm.

*Cálculo de los momentos actuantes.*

[Art. 3.24.3.]

a) Momento por carga muerta ( $M_{cm}$ ) por unidad de ancho de losa.

- Bajado de cargas:

Peso propio de losa:  $0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$

( $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ )

Pavimento asfáltico:  $125 \text{ Kg/m}^2$

( $e = 5 \text{ cm}$ , compactados)

Utilidades futuras:  $100 \text{ Kg/m}^2$

(Acueductos, A. N., otros)

$$w = 705 \text{ Kg/m}^2$$

La fórmula para el cálculo aproximado del momento por carga muerta a utilizar es  $M_{cm} = \frac{1}{10} wS^2$  ya que la AASHTO no propone una fórmula para  $M_{cm}$

$$M_{cm} = \frac{1}{10} (705) * (2.27)^2$$

$$M_{cm} = \pm 363.28 \text{ Kg.mt}$$

b) Momento por carga viva ( $M_{cv}$ )

El momento por carga viva se calcula de acuerdo al [Art. 3.24.3.1]

$$M_{cv} = 0.8 \left[ \frac{(S + 0.61)}{9.74} \right] * P_{20} \text{ (Kg.mt/mt)}$$

0.8: factor de continuidad (losa continua en más de tres apoyos, 4 vigas.)

$P_{20}$ : Carga de llanta trasera camión HS 20-44

$$P_{20} = 16,000 \text{ Lb.} = 7,257.48 \text{ Kg.} \quad [\text{Art. 3.24.3}]$$

$$M_{cv} = \pm 0.8 \left[ \frac{(2.27 + 0.61)}{9.74} \right] * 7,257.48$$

$$M_{cv} = \pm 1,716.76 \text{ Kg.mt}$$

c) Momento por carga de impacto ( $M_{ci}$ )

$$\text{Factor de impacto: } I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 0.300 \quad [\text{Art. 3.8.2, Art. 3.8.2.2}]$$

$$I = \frac{15.24}{2.02 + 38} = 0.381 > 0.3 \quad \therefore \text{ el valor del factor de}$$

impacto será de:  $I = 0.300$

$$M_i = I * M_{cv}$$

$$M_i = \pm 0.3 * 1,716.76 \text{ Kg.mt}$$

$$M_i = \pm 515.03 \text{ Kg.mt}$$

Momento de diseño:  $M_T = M_{cm} + M_{cv} + M_i$

$$M_T = 363.28 + 1,716.76 + 515.03$$

$$M_T = \pm 2,595.07 \text{ Kg.mt}$$

Especificaciones de los Materiales:

Resistencia a la compresión en el concreto:  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia en el acero:  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos permisibles: [ Art. 8.15.2]

Concreto :  $f_c = 0.40f_c = 0.40 \times 280 = 112 \text{ Kg/cm}^2$  [Art. 8.15.2.1.1]

Acero grado 60:  $f_s = 0.5f_y = 0.5 \times 4200 = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$  [Art. 8.15.2.2]

Relación modular (n): [Art. 8.15.3.4]

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f_c} = 15100 \sqrt{280} = 252,671.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2,000,000}{252,671.33} = 7.92$$

$$n \cong 8 \text{ (entero más cercano)}$$

*Peralte necesario de la losa*

De acuerdo al esfuerzo admisible en el concreto la capacidad resistente al momento está dada por la siguiente fórmula:

$$M = \frac{f'_c}{2kjb d^2}$$

Teoría elástica [Art. 8.15.3.1]

Donde:  $f'_c$ : esfuerzo de compresión del concreto en la fibra superior.

$k$  y  $j$ : factores geométricos que dependen de la ubicación de la resultante de la distribución de esfuerzos a compresión.

$d$ : peralte.

$b$ : ancho de la sección

$$\therefore d = \sqrt{\frac{2M_T}{fckjb}}$$

$$k = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f'_c}} = \frac{8}{8 + \frac{2,100}{112}} = 0.30$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.30/3 = 0.90$$

$$d = \sqrt{\frac{2(2,595.07)(100)}{112(0.30)(0.90)(100)}} = 13.10 \text{ cm}$$

Verificando el espesor propuesto:

$$h = d + \text{recubrimiento} + \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$h = 13.10 + 5 + 1.59/2$$

$$h = 18.90 \text{ cm} < 20 \text{ cm OK.}$$

Acero de refuerzo (perpendicular al tráfico)

Refuerzo principal para  $M_{T(+)}$  en 1 mt de ancho:

$$d = h - \text{rec} - \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$d = 20 - 2.5 - 1.59/2$$

$$d = 16.71 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_{T(+)}}{f_s j d} = \frac{2,595.07 * 100}{2,100 * 0.90 * 16.71}$$

$$A_s = 8.22 \text{ cm}^2$$

Separación máxima según Art. 8.21.6 debe de ser:

$$1.5h = 1.5(20) = 30 \text{ cm. } \text{ó} \text{ } 18" = 45.72 \text{ cm.}$$

Cuantía de refuerzo:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{8.22}{100 * 16.71} = 0.00492 < \rho_{\min} = 0.005 \text{ (ACI)}$$

$$\rho < \rho_{\min} \therefore \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4,200} = 0.00333$$

$\rho > \rho_{\min}$  por tanto se usará el refuerzo mínimo.

$$A_s = \rho_{\min} b d$$

$$A_s = 0.00333(100 * 16.71) = 5.57 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N° 5

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas: } 5.57/2.00 = 2.785 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación: } S = \frac{A_v * b}{A_s} = \frac{2.00 * 100}{5.57} = 35.91 \text{ cm.}$$

**$\therefore$  Usar 1 N°5 @ 35 cm en el lecho inferior perpendicular al tráfico.**

Refuerzo principal para  $M(-)$ :

El cálculo de este refuerzo es perpendicular al tráfico, se deberá considerar un recubrimiento en la parte superior de la losa de 5.0 cm.

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - rec - \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$d = 20 - 5 - 2.00/2$$

$$d = 14.00 \text{ cm.}$$

$$\text{En 1 mt de ancho: } A_s = \frac{M_{\pi(-)}}{f_s j d} = \frac{2,595.07 * 100}{2,100 * 0.90 * 14.00}$$

$$A_s = 9.81 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N°5: N° de varillas =  $A_s/A_v = 9.81/2.00 = 4.91$  var.

Separación en 1 mt:  $100/4.91 = 20.40$  cm

Cuantía de refuerzo:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{9.81}{100 * 14.00} = 0.0070 > \rho_{min} \text{ OK}$$

**∴ Usar 1 N°5 @ 20 cm en el lecho superior perpendicular al tráfico.**

Refuerzo por distribución (paralelo al tráfico)

[Art.3.24.10.2]

Este refuerzo es paralelo al tráfico y es un porcentaje del refuerzo principal para el momento positivo.

$$\text{Entonces: } \% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 0.67; \text{ "S" en pies.}$$

$$S = 2.27 \text{ mt.} = 7.45 \text{ pies}$$

$$\therefore \% = \frac{220}{\sqrt{7.45}} = 0.81 > 0.67$$

∴ usar 0.67

$$A_s = 0.67 (5.57 \text{ cm}^2) = 3.73 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

Usando varilla N°5: N° de varillas =  $3.73/2.00 = 1.87$  var.

$$S = \frac{A_v * b}{A_s} = \frac{2.00 * 100}{3.73} = 53.60 \text{ cm} > S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm.}$$

**∴ Usar 1 N°5 @ 30cm en el lecho inferior paralelo al tráfico.**

· Refuerzo por temperatura y contracción [Art. 8.20]

$$A_{\text{smin}} = 2.64 \text{ cm}^2/\text{mt} \quad \text{[Art. 8.20.1]*}$$

$$S_{\text{max}}: 3h = 60 \text{ cm} \quad \text{[Art. 8.20.2]}$$

$$18'' = 45.7 \text{ cm}$$

Usando varilla N°4 : N° de varillas =  $2.64/1.27 = 2.08$  var.

$$S = \frac{1.27 * 100}{2.64} = 48.11 \text{ cm} > S_{\text{max}} = 45.7 \text{ cm}$$

\* $A_{\text{smin}}$  debe ser proporcionado en ambas direcciones pero colocado en el lecho superior de la losa. En la dirección perpendicular al tráfico (en el lecho superior)

$$A_s > A_{\text{smin}}$$

**∴ Usar 1 N°4 @ 45cm en el lecho superior dirección paralela al tráfico.**

#### 4.4 DISEÑO DEL BARANDAL

Para el diseño del barandal, las normas AASHTO presenta algunas alternativas geométricas para tráfico combinado.

Para el caso en particular, el modelo por el cual se ha optado es el que se muestra en la figura siguiente:

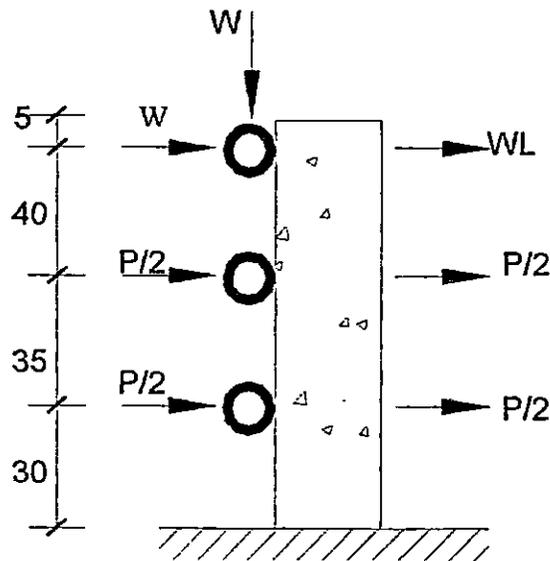


FIGURA 4.2: DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN EL BARANDAL

El valor de "W" está definido en el Art. 2.7.3.2.2 de las especificaciones técnicas, el cual debe ser de 50 Lb/ft, tanto horizontalmente como vertical.

Por tanto: Carga en el pasamanos:  $W = 74.41 \text{ Kg/m}$  [Art. 2.3.2.2]

Carga en los postes:  $P = 4545.45 \text{ Kg}$  (Carga de diseño)

No requiere de la aplicación del factor de incremento de carga transversal (ver artículo 2.7.1.3.7)

Se adopta un espaciamiento entre postes de  $L=1.59 \text{ mt}$ . Los barandales deben diseñarse de acuerdo al método elástico de los esfuerzos permisibles según el tipo de material [Art. 2.7.4.1]

Para acero estructural:

Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles: [Art. 2.7.4.2]

- Esfuerzo unitario admisible por cortante:  $F_v = 0.33f_y \cong 1,386.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo permisible por flexión:  $F_b = 0.66F_v \cong 914.76 \text{ Kg/cm}^2$

*Barandas inferiores.*

- Diseño por flexión:

Momento de diseño:  $M = P'L/6$  [Art.2.7.1.3.5]

$$P' = P/2 = 4535.92/2 = 2,267.96 \text{ Kg.}$$

$$L = 1.59 \text{ mt}$$

$$M = 2,267.96 * 1.59 / 6$$

$$M = 601.00 \text{ Kg.mt}$$

Esfuerzo por flexión (zona elástica):  $F_b = \frac{M_c}{I}$

Para una sección con  $t = 1.712 \text{ cm}$ ,  $\phi = 10 \text{ cm}$ ,  $I = 399.08 \text{ cm}^4$  (de tablas AISC):

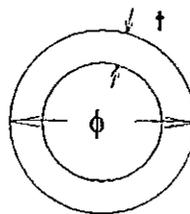


FIGURA 4.3: Sección de tubo para barandal.

En la fibra superior:  $f_b = \frac{601.00 * 100 * 5}{399.08} = 752.98 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_b < 914.76 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK.}$$

- Diseño por cortante.

Cortante de diseño:  $V = P' = 2,267.96 \text{ Kg}$

Esfuerzo por cortante (zona elástica):  $f_v = \frac{VQ}{Ib}$

Q: primer momento de área (fibra extrema)

b: ancho de la sección que cruza su E.N.

$Q = 222.88 \text{ cm}^3$ ;  $b=2(1.712 \text{ cm})=3.424 \text{ cm}$ .

$$f_v = \frac{2,267.96 * 222.88}{399.08 * 3.424} = 369.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < 1,386.00 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK}$$

Para tubos:  $R/t \leq 40$

[Art. 2.7.4.2]

$$5/1.712=2.92 \leq 40 \text{ cm. OK}$$

**∴ Usar un tubo estándar de espesor  $t=1.70 \text{ cm}$  y diámetro  $\phi=10 \text{ cm}$ .**

*Baranda superior (pasamanos).*

- Diseño por flexión:

Momento de diseño:  $M=0.1WL^2$

[Art. 2.7.1.3.5]

$$W = 74.41 \text{ Kg/mt}$$

$$L = 1.59 \text{ mt.}$$

$$M = 0.1(74.56)(1.59)^2$$

$$M = 18.81 \text{ Kg.-mt}$$

Para una sección con  $t = 1.27 \text{ cm}$ ,  $\phi = 5 \text{ cm}$ ,  $I = 28.88 \text{ cm}^4$  (de tablas AISC):

$$\text{En la fibra superior: } f_b = \frac{18.81 * 100 * 2.5}{28.88} = 162.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b < 914.76 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK.}$$

- Diseño por cortante.

$$\text{Cortante de diseño: } V = WL = 74.41 * 1.59 = 118.31 \text{ Kg}$$

$$Q = 37.21 \text{ cm}^3$$

$$f_v = \frac{118.31 * 37.21}{28.88 * 2 * 1.27} = 60.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < 1,386.00 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK}$$

Para tubos:  $R/t \leq 40$

[Art. 2.7.4.2]

$$2.5/1.27 = 1.97, \text{ OK}$$

*∴ Usar un tubo estándar de espesor  $t=1.27 \text{ cm}$  y diámetro  $\phi=5 \text{ cm}$ .*

#### 4.5 DISEÑO DE POSTES

Distribución de cargas en los postes:

[Art.2.7.1.3.3 y Art.2.7.3.2.3]

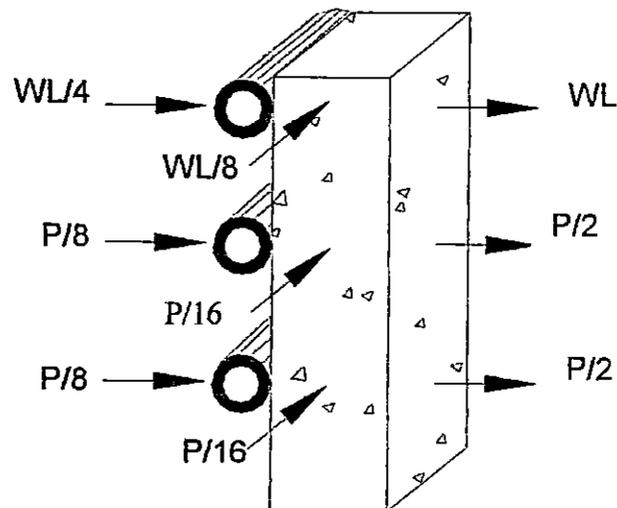


FIGURA 4.4: Distribución de cargas

$$W = 74.41 \text{ Kg/mt (0.7441 Kg/cm)}$$

$$P/2 = 2,267.96 \text{ Kg.}$$

$$P/8 = 566.99 \text{ Kg.}$$

$$P/16 = 283.50 \text{ Kg.}$$

$$L = 159 \text{ cm.}$$

*Momentos en la base del poste.*

- Debidos a las cargas transversales WL y P' (exteriores)

$$M_1 = d_3(WL) + (d_1+d_2)P'$$

$$M_1 = (1.05 \cdot 74.41)(1.59) + (0.3+0.35)(2,267.96)$$

$$M_1 = 1,598.40 \text{ Kg.mt}$$

- Debidos a las cargas longitudinales WL/8 y P'/8

$$M_2 = (1/8) (1,598.40)$$

$$M_2 = 199.80 \text{ Kg.mt}$$

- Debidos a las cargas transversales WL/4 y P'/4 (interiores)

$$M_3 = (1/4) (1,598.40)$$

$$M_3 = 399.60 \text{ Kg.mt}$$

Peralte requerido para el momento mayor:

$$d' = \sqrt{\frac{2Mr}{fckgb}} \quad \text{Asumiendo } b = 20 \text{ cm.}$$

$$d' = \sqrt{\frac{2(1,598.40)}{(1,120,000)(0.3)(0.9)(0.2)}} = 0.23 \text{ mt.}$$

Asumiendo h = 30 cm.

$$d = h - 2.5 - \phi \text{ var}(\#7)/2 - \phi \text{ var}(\#4)$$

$$d = 30 - 2.5 - \frac{2.22}{2} - 1.27$$

$$d = 25.12 \text{ cm} > d' \text{ OK.}$$

- Acero longitudinal

Para  $M_1 = 159,840 \text{ Kg.cm}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1598.40}{2,100 * 0.9 * 25.12} = 3.37 \text{ cm}^2$$

N° de varillas (N° 7):  $4.00/3.87 = 0.87$  varillas = 1 varilla

Revisando los efectos combinados para  $M_1$  y  $M_2$ , los que actúan simultáneamente:  $M_1$  lo resisten 2 varillas, mientras que  $M_2$  lo resisten las dos varillas de la esquina siendo éstas las más esforzadas.

En un sentido:  $1598.40 = 2A_{s1}(2,100)(0.9)(25.12)$

$$A_{s1} = 1.68 \text{ cm}^2$$

En el otro:  $d = 20 - 2.5 - \phi \text{ var}(\#7)/2 - \phi \text{ var}(\#4) = 15.12 \text{ cm}$

$$19,980 = 2A_{s2}(2,100)(0.9)(15.12)$$

$$A_{s2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2.03 \text{ cm}^2 \text{ ( 1 N°6)}$$

Para el momento aplicado independiente:  $M_3$  (2 varillas)

$$39,960 = 2A_s(2,100)(0.9)(15.12)$$

$$A_s = 0.70 \text{ cm}^2 \text{ ( 1 N°4)}$$

- Acero transversal

Cortante en la base

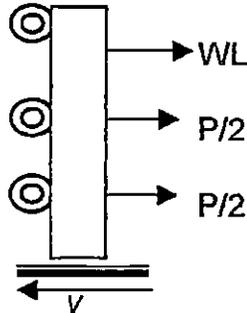


FIGURA 4.5: Distribución de carga para determinar cortante en la base.

Esfuerzo cortante

[Art. 8.15.5.1.1]

$$v = \frac{V}{b_w d}; V = WL + \frac{P}{2} + \frac{P}{2}$$

$$V = 118.31 + 2(2,267.96) = 4,654.23 \text{ Kg.}$$

$$\therefore v = \frac{4,654.23}{20 * 26.71} = 8.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistido por el concreto:

[Art. 8.15.5.2.1]

$$v_c = 0.252 \sqrt{f'_c} = 0.252 \sqrt{280}$$

$$v_c = 4.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Separación requerida:

[Art. 8.15.5.3.2]

$v'$ : esfuerzo que debe absorber el refuerzo transversal.

$$v' = 8.71 - 4.22 = 4.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = 20 * 26.71 * 4.49 = 2398.6 \text{ Kg}$$

$$\text{Separación: } S = \frac{A_v f_s d}{V'} \quad [\text{Art. 8.15.5.3.9}]$$

$$v' \leq 1.062 \sqrt{f'_c} = 1.062 \sqrt{280} = 17.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 4.49 \text{ Kg/cm}^2 < 17.77 \text{ Kg/cm}^2, \text{ O.K.}$$

$$[\text{Art. 8.19.1.1(b)}]: \quad v = 8.71 \text{ Kg/cm}^2 \exists \frac{1}{2} v_c = 2.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Límites de separación.

$$\text{La separación debe cumplir: } A_v = \frac{3.523 b_w s}{f_y} \quad [\text{Art. 8.19.1.2}]$$

$$\text{Espaciamiento del refuerzo transversal:} \quad [\text{Art. 8.19.3}]$$

$$S_{\text{max}}: d/2 = 12.56 \text{ cm}$$

$$24" = 61 \text{ cm}$$

$$S_{\text{req}} \text{ si se usa varilla N}^\circ 3: S = \frac{2 * 0.71 * 2,100 * 25.12}{2,265.00} = 33.07 \text{ cm}$$

$$\text{Para } A_v: S = \frac{A_v f_y}{3.523 b_w}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2,100}{3.523 * 20} = 42.32 \text{ cm, OK.}$$

**∴ Usar estribo N°3 @ 12.5 cm.**

#### 4.6 DISEÑO DE ACERA Y LOSA EN VOLADIZO

Se analizarán los siguientes casos de carga según las normas AASHTO:

1. Carga muerta + carga viva peatonal

## 2. Carga muerta + carga viva de tránsito (accidental)

- a) Carga de llanta sobre la acera
- b) Choque contra el barandal

Dimensiones de los postes = 0.20x0.30x1.10 mt.

( $\gamma_c=2,400 \text{ Kg/m}^3$ )

Bajado de cargas muertas:

- Barandas inferiores (2): 40 Kg/mt
- Baranda superior (pasamanos): 18 Kg/mt
- Carga de barandas por poste: 98 Kg/mt
- Carga de 1 poste:  $0.30 \times 0.20 \times 1.10 \times 2400 = 158.40 \text{ Kg}$
- Espesor de acera: 0.49 mt
- Peso acera + losa :  $0.49 \times 2,400 \times 1.00 = 1176 \text{ Kg/mt}$

### CASO 1: Carga Muerta + Carga Viva Peatonal

Longitud efectiva de la losa que resiste las cargas de los postes: [Art.3.24.5.2]

$E = 0.8X + 1.524 \text{ (mt)}$ , donde X= distancia del centro del poste hacia el punto considerado.

Carga viva peatonal:  $416 \text{ Kg/m}^2$  [Art. 3.14.1.1]

Si  $X = 1.25 - 0.02 - 0.15 - 0.125 = 0.955 \text{ mt}$ .

$L_0 = 1.125 \text{ mt}$ .

$L_1 = 83 \text{ cm}$

$\therefore E = 0.8(0.955) + 1.524 = 2.288 \text{ mt}$

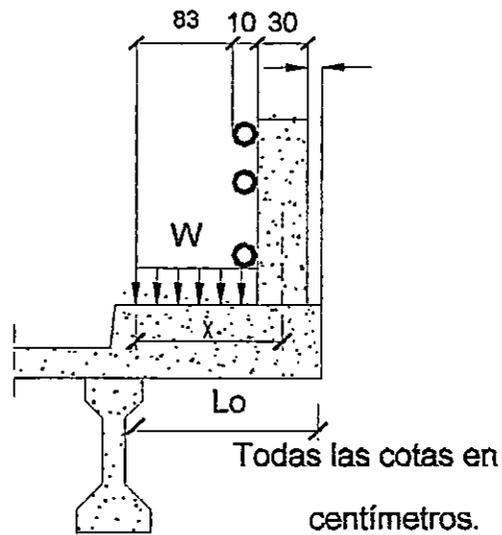


FIGURA 4.6: Distribución de cargas caso 1

Momento en la sección donde comienza el voladizo:

$$\text{Momento por metro de losa: } M = \frac{XP}{E}$$

Donde "P" es la carga equivalente a un poste y no debe incluir carga de llanta [Art.3.24.5.2], únicamente postes y barandas.

$$P = \frac{158.40}{1.41} + 98 = 210.34 \text{ Kg/mt.}$$

$$M = \frac{XP}{E} = \frac{210.34 * 0.955}{2.288} = 87.80 \text{ Kg.mt}$$

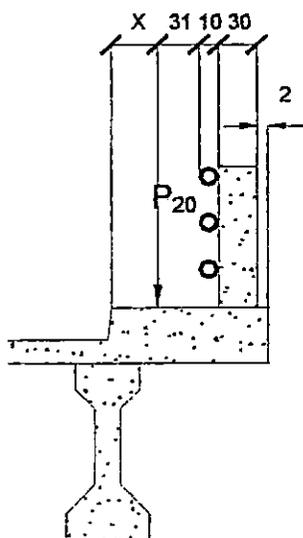
Momento total:

$$\begin{aligned} M_{cm+peat} &= \frac{XP}{E} + w(\text{losa} + \text{acera}) \frac{L_0^2}{2} + (w_{peatonal}) \frac{L_1^2}{2} \\ &= 87.80 + 1,176 * (1.125^2/2) + 416 * (0.83^2/2) \end{aligned}$$

$$M_{cm + peat} = \underline{975.28 \text{ Kg.mt}}$$

**CASO 2(A): Carga Muerta + Carga De Llanta Sobre La Acera.**

La carga de rueda trasera consistirá en  $P_{20} = 7,257.48 \text{ Kg}$  según el [Art. 3.24.5.1.1] colocada a 0.31 mt. del rostro interno de la baranda, tal como se muestra en la siguiente figura:



Todas las cotas en centímetros

Carga de llanta; distribuida en una longitud de  $E = 0.8X + 1.143$  [Art. 3.24.5.1.1]

$$X = 1.125 - 0.02 - 0.3 - 0.1 - 0.31 = 0.395 \text{ mt.}$$

$$\therefore E = 0.8 * 0.395 + 1.143$$

$$E = 1.46 \text{ mt.}$$

FIGURA 4.7:  
Distribución de cargas caso 2a

Momento por metro de losa: 
$$M = \frac{XP}{E} + M_{cm}$$

$$M = \frac{1,257.48 * 0.395}{1.46} + 831.99$$

$$M = 1,172.20 \text{ Kg.mt}$$

**CASO 2(B): Carga Muerta + Choque Contra Barandal**

$$M = M_{cm} + P'(d_1 + d_2)$$

$$M = 831.99 + 2,267.96(0.75 + 1.10)$$

$$M = 5,027.72 \text{ Kg.mt}$$

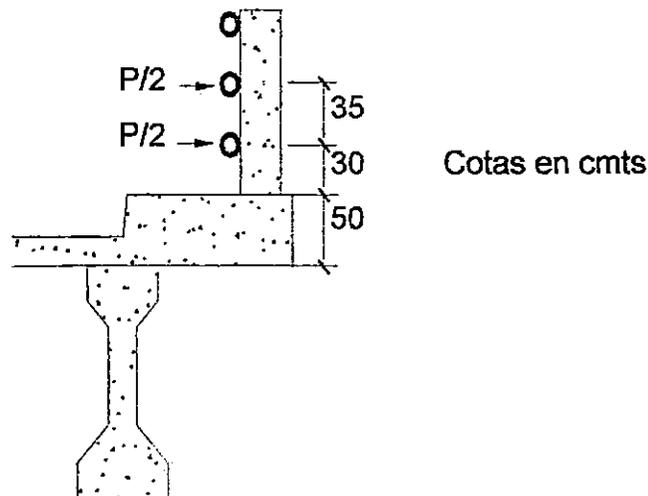


FIGURA 4.8: Distribución de Cargas Caso 2b

∴ El momento de diseño es  $M = 5,027.72 \text{ Kg.mt}$ .

Peralte necesario: 
$$d = \sqrt{\frac{2Mr}{fckjb}} = \sqrt{\frac{2 * 100 * 5,027.72}{112 * 0.9 * 0.3 * 100}}$$

$$d = 18.24 \text{ cm} < 20 \text{ cm, OK.}$$

El peralte que trae la losa es  $d = 14.21 \text{ cm}$ . Por lo tanto se puede hacer doblar el acero con este peralte, así:

- Acero perpendicular al tráfico:  $A_s = \frac{5,027.72 * 100}{1,750 * 0.9 * 18.24} = 17.50 \text{ cm}^2$

Usando varillas N°5:  $N^\circ \text{ var} = 17.50 / 2.00 = 8.75 \approx 9 \text{ varillas,}$

$$S = 100 / 9 = 11.11 \text{ cm}$$

**Lecho superior: prolongar el refuerzo de la losa N°5 @ 20 cm, intercalando bastones n°5**

**Lecho inferior y acera:  $A_{s_{min}}$  por temperatura, 1 N°4 @ 45 cm.**

**Acero paralelo al tráfico: As por distribución, 1 N° 5 @ 30 cm.**

#### 4.7 DISEÑO DE DIAFRAGMAS

El diafragma que presenta cargas más desfavorables es el intermedio; por tanto se diseñará en base a esto.

Asumiendo una sección de 0.65x0.25 cm.

Cargas:           Peso lineal:  $0.65 \times 0.25 \times 2,400 = 390 \text{ Kg/mt}$

Carga viva  $P_{20} = 7,257.48 \text{ Kg}$ .

Factor de impacto:  $I = 15.24 / (2.27 + 38) = 0.379$ ;

entonces  $I = 0.30$

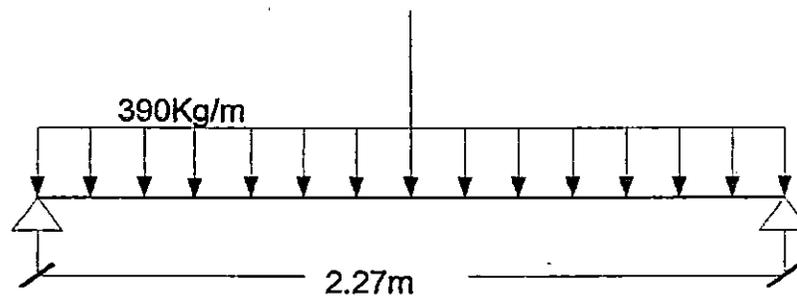


FIGURA 4.9: Distribución de carga sobre Diafragma

#### Cálculo de Momentos

La carga más desfavorable para la carga viva  $P_{20} = 7,257.48 \text{ Kg}$ . Se da al centro del claro, y el análisis se considera simplemente apoyado.

$$M_{cm} = \frac{\omega s^2}{8} = \frac{390 * 2.27^2}{8} = 251.20 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{cv} = PL/4 = (7,257.48 * 2.27)/4 = 4,118.62 \text{ Kg.mt}$$

$$M_i = 0.3M_{cv} = 1,235.59 \text{ Kg.mt}$$

$$M_T = 5605.41 \text{ Kg.mt.}$$

$$\text{Peralte requerido: } d = \sqrt{\frac{2 * 100 * 5,605.41}{112 * 0.9 * 0.3 * 25}} = 38.51 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte real proporcionado: } d = h - \text{rec.} - \phi_{var} \#6/2 - \phi_{var} \#4$$

$$d = 65 - 4 - 1.91/2 - 1.27$$

$$d = 58.78 \text{ cm} > d \text{ req, O.K.}$$

$$A_s = \frac{MT}{\phi_{fsj} d} = \frac{5,605.41 * 100}{2,100 * 0.9 * 58.78} = 5.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.05}{25 * 58.78} = 0.003 > \rho_{\min} \therefore \text{Usar acero m\u00ednimo}$$

$$A_s = 0.005 * 25 * 58.78 = 7.35 \text{ cm}^2.$$

**\therefore Usar dos varillas N\u00b05 y una N\u00b07**

**Cortante m\u00e1ximo:** Ocurre para la carga de la llanta trasera sobre el apoyo del diafragma.

$$\text{Ancho de camion} = 1.85 \text{ mt}$$

$$\text{Longitud diafragma} = 2.27 \text{ mt}$$

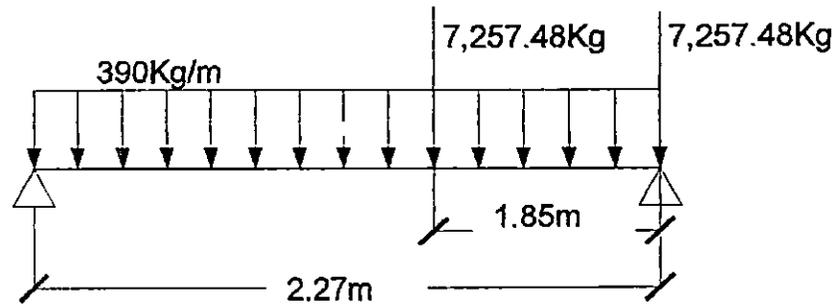


FIGURA 4.10 Carga de llanta trasera sobre diafragma

Para el diafragma simplemente apoyado:

$$R_{izq} = [1.3 * 7,257.48 * (2.27 + 2.27 - 1.85) + 390 * \frac{2.27^2}{2}] / 2.27 = 11,623.0 \text{ Kg}$$

Para todas las cargas menores que H20 se aplica el grupo de cargas IA para considerar el caso de una carga pesada infrecuente.

- Esfuerzo cortante:  $v = \frac{V}{bd} = \frac{11,623.0}{25 * 58.78} = 7.91 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo cortante resistido por el concreto:  $v_c = 4.22 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo absorbido por el refuerzo transversal:  $v' = 7.91 - 4.22 = 3.69 \text{ Kg/cm}^2$
- Fuerza cortante:  $V' = 3.69 * 25 * 58.78 = 5422.46 \text{ Kg/cm}^2$

Separación: Usando estribo n° 4.

$$S_{max}: d/2 = 14.39 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 24'' = 61 \text{ cm}$$

$$S = \frac{1.27 * 2,100 * 58.78}{5422.46} = 28.91 \text{ cm}$$



$$A_p = 5,090.1 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 10,852,401.96 \text{ cm}^4$$

$$C_{1P} = 74.35 \text{ cm}$$

$$C_{2P} = 62.81 \text{ cm}$$

$$r_p^2 = 2,131.97 \text{ cm}^2$$

$$W_{op} = 1,221.67 \text{ Kg/mt.}$$

$$S_{1P} = 145,975.97 \text{ cm}^3$$

$$S_{2P} = 172,768.82 \text{ cm}^3$$

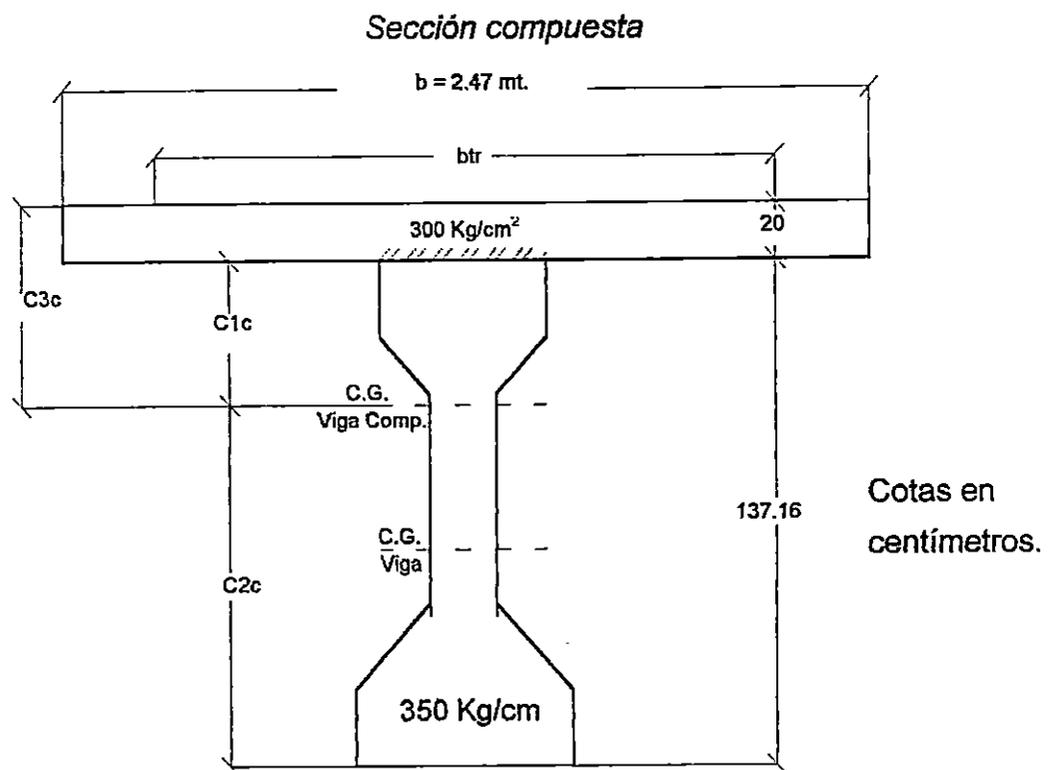


FIGURA 4.12: Viga Compuesta

$$E_{cl} = 15,100 \sqrt{f_c} = 15,100 \sqrt{300} = 261,539.672 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cv} = 15,100 \sqrt{f_c} = 15,100 \sqrt{350} = 282,495.133 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{261,539.672}{282,495.133} = 0.93$$

$$b = 247 \text{ cm.}$$

$$\text{Área de relleno} = 2(50.8)(0.93) = 94.49 \text{ cm}^2$$

$$B_{tr} = 228.68 \text{ cm.}$$

$$\text{Área de Losa} = 228.68(20) = 4,573.60 \text{ cm}^2$$

$$C.G._{comp.} = \frac{[94.06(74.3 + 1) + 4,573.55(74.35 + 2 + 10)]}{5,090.31 + 94.06 + 4,573.55} = 41.20 \text{ cm}$$

$$I_{comp} = 10,852,401.96 + 5,090.31(41.20)^2 + 47.03\left(\frac{2}{12}\right)^3 + 228.68\left(\frac{20}{12}\right)^3 +$$

$$94.06(34.15)^2 + 4,573.55(45.15)^2$$

$$I_{comp} = 29,078,361.9213 \text{ cm}^4$$

$$A_{comp.} = 9,663.91 \text{ cm}^2$$

$$r^2_c = 3008.96 \text{ cm}^2$$

$$C_{1C} = 33.15 \text{ cm.}$$

$$S_{1C} = 877,175.322 \text{ cm}^3$$

$$C_{2C} = 104.01 \text{ cm.}$$

$$S_{2C} = 279,572.752 \text{ cm}^3$$

$$C_{3C} = 55.15 \text{ cm.}$$

$$S_{3C} = 527,259.510 \text{ cm}^3$$

#### 4.8.1 DISEÑO DE VIGAS INTERIORES.

##### 1. Momento Producido por las Cargas Muertas<sup>1</sup>:

Datos:

- Espacio entre vigas (centro a centro): 2.47 mt
- Longitud del claro: 32.00 mt
- Peso volumétrico del concreto: 2400 Kg/m<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Se ha aceptado que para fines prácticos el cálculo de los momentos y cortantes en el tercio y el cuarto del claro proporcionan un buen estimado del acero de refuerzo requerido en tales tramos. Un detallado más exhaustivo incluiría el cálculo de dichas acciones en varios puntos del claro.

- Espesor de losa: 20 cm
- Dimensiones de diafragma: 0.65x0.25x2.27

Bajado de cargas muertas:

- Peso de barandales (poste + barandas):  $(98+158.4/1.59)/2 = 98.81 \text{ Kg/m}$
- Peso propio de la viga:  $0.509*2,400 = 1,221.60 \text{ Kg/m}$
- Peso de la losa en 2.47 mt de ancho:  $0.20*2.47*2400 = 1185.60 \text{ Kg/m}$
- Peso de pavimento asfáltico:  $0.05*2.47*2,400 = 296.40 \text{ Kg/m}$
- Peso de acera (entre 4 vigas):  $0.25*1.25*2400/2 = 375.00 \text{ Kg/m}$
- Carga distribuida  $\omega = 2,905.94 \text{ g/m}$
- Carga del diafragma sobre una viga:  $0.368875*2,400 = 885.30 \text{ Kg}$

*Cálculo de Momentos:*

- Peso propio:

$$M_o = \frac{W L^2}{8} = \frac{1,221.60 * 32.00^2}{8} = 156,364.40 \text{ Kg.-mt.}$$

- Carga muerta resistida por la sección no compuesta:

- Peso de la losa: 1,185.60 Kg/mt.
- Peso del pavimento: 296.40 Kg/mt.
- Peso total = 1,482.00 Kg/mt.

$$M_1 = \frac{W L^2}{8} = \frac{1,482.00 * 32.00^2}{8} = 189,696.00 \text{ Kg.-mt.}$$

Diafragma: 885.30 Kg.

$$M_2 = \frac{PL}{4} = \frac{885.30 * 32.00}{4} = 7,082.40 \text{ Kg.-mt.}$$

$$M_{dp} = M_1 + M_2 = 189,696.00 + 7,082.40 \text{ Kg.-mt.}$$

$$M_{dp} = 196778.4 \text{ Kg.-mt.}$$

- Carga muerta resistida por la sección compuesta:

Esta carga se suman todas y se divide entre el número de vigas.

- Capa asfáltica:  $(90 \times 2.47) / 4 = 55.58 \text{ Kg/mt.}$
  - Acera y cordón:  $(1 \times 0.24 \times 2,400 \times 2) / 4 = 288.00 \text{ Kg/mt.}$
  - Postes:  $[(0.2 \times 0.3 \times 1.1 \times 2,400) \times \frac{20}{32.00}] \times 2 / 4 = 49.50 \text{ Kg/mt.}$
  - Barandas:  $98 / 2 = 49.00 \text{ Kg/mt.}$
- $\Sigma 442.08 \text{ Kg/mt.}$

$$M_{dc} = \frac{WL^2}{8} = \frac{442.08 * 32.00^2}{8} = 56,586.24 \text{ Kg.-mt.}$$

Coefficiente de Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{32.00 + 38} = 0.218$$

$$I = 21.80\%$$

## 2. Momento por Carga Viva:

El momento por carga viva debe determinarse aplicando una fracción de las cargas de llanta del camión [Art. 3.23.2.2], dada en la tabla 3.23.1 de las normas AASHTO.

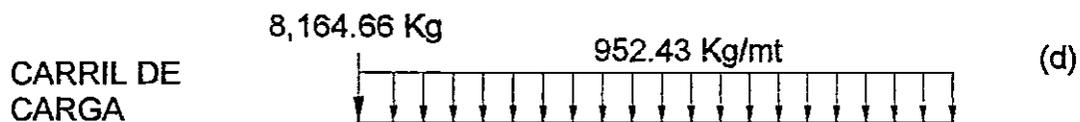
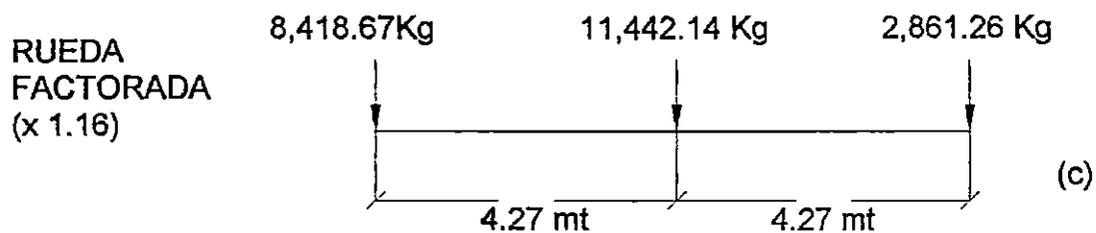
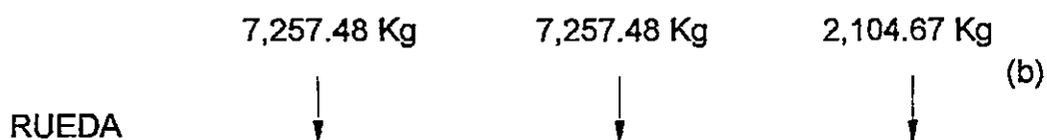
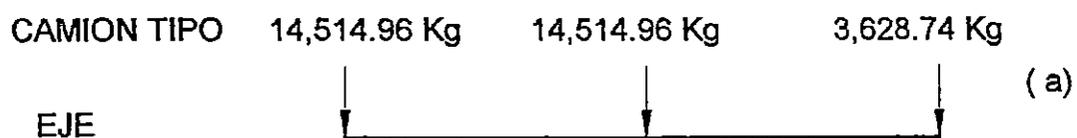
$\frac{S}{7}$ , donde "S" esta dado en pies

$$\therefore S = 2.47 \text{ mt.} = 8.104 \text{ pies}$$

$$\frac{8.104 \text{ ft}}{7} = 1.16$$

Carga Viva

[Art. 3.7.6]



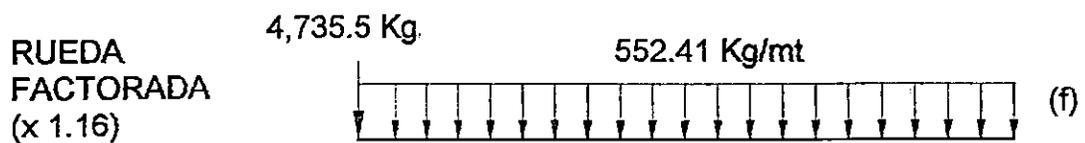


FIGURA 13: Distribución de Carga viva (camión tipo)

Chequeando cuál de los dos tipos de carga es la más desfavorable:

En el camión tipo la carga más desfavorable se da cuando el centro del claro está a la mitad de las distancias entre la carga central y la resultante de las tres cargas.

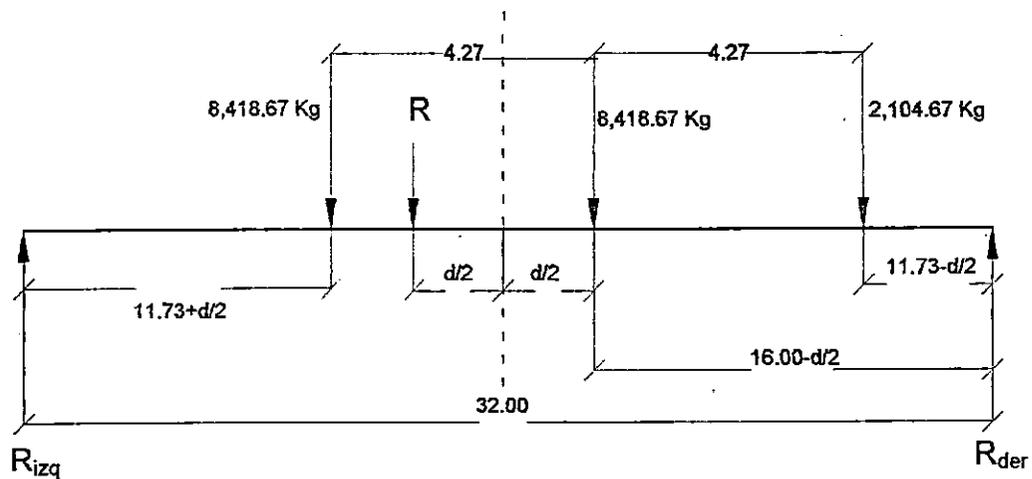


FIGURA 4.14: Carga factorada de rueda

Posición de la resultante con respecto a las tres cargas:

Haciendo  $\Sigma M$  con respecto a la carga del extremo izquierdo:

$$R = 2(8,418.67) + 2,104.67$$

$$R = 18,942.01 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{8,418.67 \times 4.27 + 2,104.67 \times 2 \times 4.27}{18,942.01} = 2.85 \text{ mt.}$$

$$\frac{d}{2} = 1.425 \text{ mt.}$$

Posición de la llanta más cercana al apoyo derecho:

$$X_2 = 11.73 - \frac{d}{2} = 11.73 - 1.425 = 10.31 \text{ mt.}$$

Posición de la llanta más cercana al apoyo izquierdo:

$$X_1 = 11.73 + \frac{d}{2} = 11.73 + 1.425 = 13.16 \text{ mt.}$$

$$R_{der}(32.00) = 18,942.01(16.00+1.425)$$

$$R_{der} = 10,314.52 \text{ Kg.}$$

$$R_{izq} = R - R_{der} = 18,942.01 - 10,314.52$$

$$R_{izq} = 8,627.49 \text{ Kg.}$$

$M_{m\acute{a}x}$ . Ocurrirá en el punto donde actúa la carga a la derecha de "R".

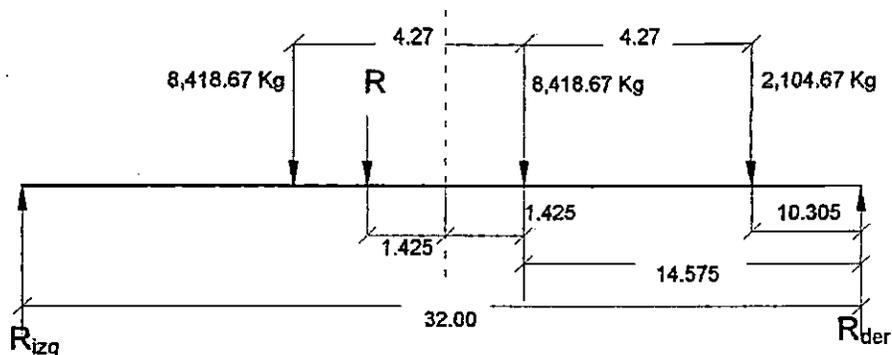


FIGURA 4.15: Carga de carril

$$\sum Mr = 0$$

$$Mr = 10,314.52(14.575)$$

$$Mr = 150,334.129 \text{ Kg.-mt.}$$

El carril de carga, tiene la carga más desfavorable con la carga puntual al centro:

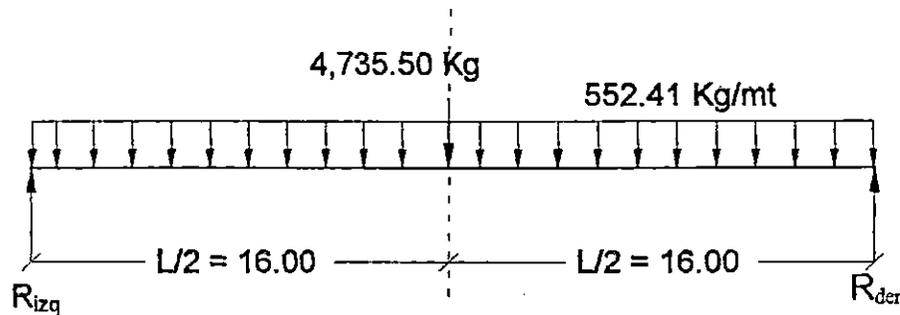


FIGURA 4.16 Carga de Carril

$$M_c = \frac{W L^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{552.41 \times 32.00^2}{8} + \frac{4,735.50(32.00)}{4}$$

$$M_c = 108,592.48 \text{ Kg.-mt.}$$

Tal como se observa, el momento máximo lo produce el camión tipo, entonces el momento máximo más impacto nos queda:

$$I = \frac{15.24}{L+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{32+38} = 0.22 \leq 0.30 \text{ O.K}$$

$$M_{L+I} = 150,334.13 \times 0.22$$

$$M_{L+I} = 33073.51 \text{ Kg.-mt.}$$

Como siguiente paso a calcular es la fuerza pretensora necesaria, así como el área de acero y la excentricidad; pero se adiciona la definición de dicha fuerza:

El presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. Aunque los principios y las técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

En esencia, el concreto es un material que trabaja a compresión. Su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compresión y en muchos casos, al diseñar, se deja fuera de consideración aquélla. Por tanto, el presforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forman ocurrirán.

Los miembros de concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero; cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

Una vez teniendo claro a que fuerza pretensora nos referimos, se prosigue con el calculo:

De las propiedades geométricas de la viga tipo IV tenemos:

$$A_p = 5,090.1 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 10,852,401.96 \text{ cm}^4$$

$$C_{1P} = 74.35 \text{ cm}$$

$$C_{2P} = 62.81 \text{ cm}$$

$$r_p^2 = 2,131.97 \text{ cm}^2$$

$$W_{op} = 1,221.67 \text{ Kg/mt.}$$

$$S_{1P} = 145,975.97 \text{ cm}^3$$

$$S_{2P} = 172,768.82 \text{ cm}^3$$

$$h = 137.16 \text{ cm.}$$

$$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (concreto reforzado)}$$

$$f_{ci} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (concreto postenzado)}$$

Luego calculamos el  $f_{cci}$

Esfuerzo de la fibra externa en compresión:

$$f_{ci} = -0.6f_{ci} = -0.6(300) = -180 \text{ Kg/cm}^2 \quad [\text{Art. 18.4.1 ACI}]$$

Esfuerzo de la fibra externa en tensión:

$$f_{ti} = 1.6\sqrt{f'_{ci}} = 1.6\sqrt{300} = 27.71 \text{ Kg/cm}^2 \quad [\text{Art. 18.4.1 ACI}]$$

$$f_{cci} = f_{ti} - \left(\frac{C_1}{h}\right)(f_{ti} + f_{ci})$$

$$f_{cci} = 27.71 - \frac{74.35}{137.16} (27.71 + 180)$$

$$f_{cci} = -84.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore P_i = A_c \times f_{cci} = 5,090.31 \text{ cm}^2 \times 84.88 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_i = 432,065.51 \text{ Kg.}$$

$$\text{Hallando la excentricidad: } e = (f_u - f_{cci}) \frac{S_1}{P_i}$$

$$e = (27.71 + 84.88) \frac{145,975.97}{432,065.51}$$

$$e = 38.04 \text{ cm.}$$

Se utilizará cable trenzado de 7 alambres, relevados de esfuerzos y de grado 270. Y de acuerdo con los requisitos del ACI artículo 18.5.1(c), estos se usarán bajo un esfuerzo menor que  $0.7f_{pu}$ , donde  $f_{pu}$  es la resistencia especificada a la tensión de los cables de preesfuerzo en  $\text{Kg/cm}^2$ .

$$\therefore 0.7(270,000 \text{ PSI}) = 189,000 \text{ Lb/pulg}^2$$

Luego el área requerida de acero es:

$$A_p = \frac{P_i}{0.7 f_u} = \frac{952,590.76 \text{ Lb}}{189,000 \text{ Lb / pulg}^2} = 5.04 \text{ pulg}^2$$

Usando cable de 3/8" de diámetro, tiene un área de 0.085 pulg<sup>2</sup>.

$$N^{\circ} \text{ de cables} = \frac{5.04}{0.085} = 59.29 \text{ pulg}^2 = 60 \text{ pulg}^2; \text{ luego se distribuirán en 4}$$

tendones de 15 cables.

Ubicación de los tendones con la excentricidad antes encontrada.

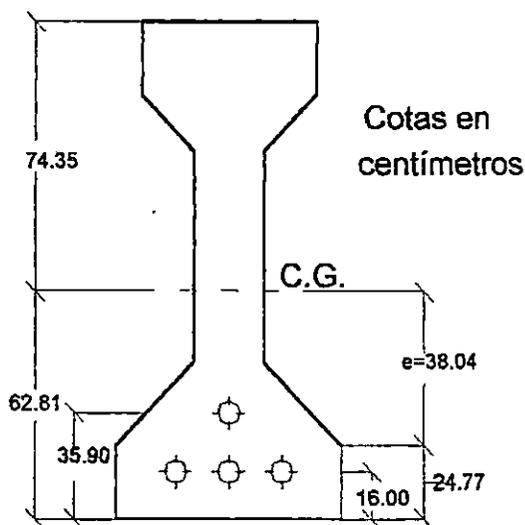


FIGURA 4.17 Ubicación de Tendones

*Cálculo de las Pérdidas:*

Las pérdidas en la fuerza pretensora se pueden agrupar en 2 categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro y aquellas que ocurren a través de un extenso período de tiempo. La fuerza de preesfuerzo del gato  $P_i$ , puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto comprimido.

La fuerza pretensora después de ocurridas estas pérdidas se ha denominado fuerza pretensora inicial  $P_i$ . A medida en que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

*Pérdidas instantáneas:*

1) *Deslizamiento del anclaje*

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno u otro tipo.

Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida en que se deforma el dispositivo de anclaje. Una situación similar se produce en el pretensado, cuando la fuerza pretensora se transfiere de los gatos a los anclajes permanentes de la cama del colado a través de las calzas alrededor de los cables. En cualquier caso, la pérdida por deslizamiento en los anclajes se puede compensar mediante un sobreesfuerzo, siempre que se conozca su magnitud.

$$\therefore \Delta f_{\text{anc}} = \frac{\Delta L}{L} E_P$$

$$\Delta f_{\text{anc}} = 0$$

2) *Pérdidas debido a la fricción*

En los miembros postensados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.

La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debido a la curvatura intencional del tendón.

$$\therefore \Delta f_{fr} = 0$$

### 3) Acortamiento elástico del concreto

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que éste se comprime.

Para miembros pretensados en los cuáles el tendón se encuentra adherido al concreto al momento de la transferencia, el cambio de la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero, pudiéndose, de acuerdo con esto, calcular las pérdidas.

Considerando primero las vigas pretensadas, el esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero, cuando se encuentren actuando el preesfuerzo excéntrico más el peso propio, inmediatamente después de la transferencia, es:

$$F_{cs} = -\left(\frac{P_i}{A_c}\right)\left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_p}$$

Donde:

$P_i$  = Fuerza pretensora inicial.

$A_c$  = Área de la sección de concreto.

$e$  = Excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide del concreto.

$M_o$  = Momento debido al peso propio del miembro.

$r$  = Radio de giro de la sección del concreto.

$I_p$  = Momento de inercia de la sección de concreto.

$$\therefore f_{cs} = \left( \frac{432,065.51}{5090.31} \right) \left( 1 + \frac{38.04^2}{2,131.97^2} \right) + \frac{15,637,440 * 38.04}{10,852,401.96}$$

$$f_{cs} = -30.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{fel} = n f_{cs}$$

$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} = 15,100 \sqrt{350} = 282,495.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_p = 1,902,276 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{1,902,276}{282,495.13} = 6.73$$

$$\therefore \Delta_{fel} = 6.73 * 30.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{fel} = 202.51 \text{ Kg/cm}^2$$

*Perdidas del tiempo:*

4) *Pérdida por flujo plástico del concreto:*

El escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo, bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el

tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por escurrimiento plástico es directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto, es posible relacionar a la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de escurrimiento plástico ( $C_u$ ) definido tal como sigue:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}}$$

Donde:

$\epsilon_{cu}$  = Es la deformación adicional en el concreto, después de un largo período de tiempo debido al flujo plástico.

$\epsilon_{ci}$  = Es la deformación elástica inicial.

Los valores típicos de  $C_u$  se encuentran en el rango de 2 a 4. Cuando no se dispone de información específica, se recomienda un valor promedio de 2.35.

Y precisamente a la falta de datos específicos, el valor de  $C_u$  será de 2.35.

Para miembros precolados que posteriormente recibirán una losa colada in situ, deberá usarse el momento de inercia de la sección compuesta en los

cálculos de esfuerzos producidos por cargas que se apliquen después que haya endurecido el concreto.

De una manera aproximada para tomar en cuenta la reducción gradual de la fuerza pretensora a medida que ocurre el flujo plástico, la contracción y el relajamiento; se recomienda tomar de  $P_e = 0.9P_i = 0.9 \cdot 432065.54 = 388858.96$

$$\therefore f_{cs} = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{(M_o + M_{dp})e_p}{I_p} + \frac{(M_{dc} + M_L)e_c}{I_c}$$

$$f_{cs} = -\left(\frac{388,858.96}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04^2}{2,131.97}\right) + \frac{(16,364,649.6)38.04}{10,852,401.96} + \frac{(8,931,549)79.24}{29,078,361.92}$$

$$f_{cs} = -46.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{cr} = C_{uf} f_{cs} = 2.35 \times 7.40 \times 46.55$$

$$\Delta f_{cr} = 809.47 \text{ Kg/cm}^2$$

##### 5) *Perdida por contracción en el concreto:*

Como la transmisión de la fuerza pretensora se hace hasta el tercer día después de ser colocado el concreto y el curado es con vapor:

$$\varepsilon_{shu} = 750 \times 10^{-6}$$

Suponiendo que ya transcurrieron 3 días, el concreto ha tenido cierta contracción y se puede calcular de la siguiente ecuación que fue desarrollada por Branso y Kripanorayanar:

$$\varepsilon_{snt} = \frac{t}{55+t} \times \varepsilon_{snu}, \text{ donde } t = 3 \text{ días}$$

$$\varepsilon_{snt} = \frac{3}{58} \times 750 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{snt} = 38.79 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{sn} = \varepsilon_{snu} - \varepsilon_{snt} = 750 \times 10^{-6} - 38.79 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{sn} = 711.21 \times 10^{-6}$$

Y la pérdida del preesfuerzo del acero resulta de multiplicar la deformación unitaria por contracción, por el modulo de elasticidad del acero:

$$\Delta f_{sh} = E_p \times \varepsilon_{sn}$$

$$\Delta f_{sh} = 1,902,276 \times 711.21 \times 10^{-6}$$

$$\Delta f_{sh} = 1,3529 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 6) Pérdida por relajamiento del acero:

Los tendones de presfuerzo se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del concreto, existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aún cuando la longitud se mantenga casi constante. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero, así como el tiempo.

Tal como se consideró en el cálculo de pérdida por flujo plástico el

$$P_e = 0.9P_i \text{ en donde } P_i = 388,858.96 \text{ Kg.}$$

Como el acero ha estado tensado 3 días antes de transferir la carga al concreto, en este tiempo hay que considerar el relajamiento que ha existido:

$$\Delta f_{rel} = f_{pe} \frac{(\log.t_n - \log.t_r)}{10} \left( \frac{f_{pe}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

$t_n$  = es el tiempo de período de vida de la obra en horas.

$t_r$  = es el tiempo de tensado antes de la transferencia en horas.

$$\frac{f_{pe}}{f_{py}} > 0.55$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} = \frac{388,858.96}{32.90} = 11,819.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_n = 50 \text{ años} = 438,000 \text{ horas.}$$

$$T_r = 3 \text{ días} = 72 \text{ horas.}$$

$$\Delta f_{rel} = 11,819.42 \frac{(\log.438,000 - \log.72)}{10} \left( \frac{11,819.42}{14,800} - 0.55 \right)$$

$$\Delta f_{rel} = 1,111.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Este resultado se podría afinar si el  $P_e$  asumido es mayor o menor pero poco se acostumbra.

CUADRO 4.1: RESUMEN DE PERDIDAS (A)

FUENTE	PERDIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE PERDIDA DE $f_{pi}$ (12,150 Kg/cm <sup>2</sup> )
Anclaje	0.00	0.00
Fricción	0.00	0.00
Acortamiento elástico	590.46	4.86
Flujo plástico concreto	809.47	6.66
Contracción	1,354.99	11.15
Relajamiento	1,112.27	9.15
$\Sigma$	3,867.19	31.83%

*Perdidas en el extremo de la viga:*

1. Anclaje:

$$\Delta f_{anc} = 0$$

2. Fricción:

$$\Delta f_{fr} = 0$$

3. Acortamiento elástico del concreto:

$$f_{cs} = -\left(\frac{P_l}{A_c}\right)\left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right)$$

$$f_{cs} = -\left(\frac{432,065.51}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04^2}{2,131.97}\right)$$

$$f_{cs} = -142.49 \text{ Kg/cm}^2$$

4. *Perdida por Flujo plástico del concreto:*

$$f_{cs} = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 + \frac{e^2}{r}\right)$$

$$f_{cs} = -\left(\frac{388,858.96}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04^2}{2,131.97}\right)$$

$$f_{cs} = -128.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{cr} = C_{ur} f_{cs} = 2.35 \times 7.40 \times 128.25$$

$$\Delta f_{cr} = -2,230.09 \text{ Kg/cm}^2$$

5. *Perdida por Contracción del Concreto:*

Es igual que para el centro del claro

$$\Delta f_{sh} = 1,354.99 \text{ Kg/cm}^2$$

6. *Perdida por relajamiento del acero:*

Es igual que para el centro del claro

$$\Delta f_{rel} = 1,111.94 \text{ Kg/cm}^2$$

CUADRO 4.2: RESUMEN DE PERDIDAS (B)

FUENTE	PERDIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE PERDIDA DE $f_{pi}$ (12,150 Kg/cm <sup>2</sup> )
Anclaje	0.00	0.00
Fricción	0.00	0.00
Acortamiento elástico	142.50	1.17
Flujo plástico concreto	2,230.24	18.36
Contracción	1,354.99	11.15
Relajamiento	1,112.27	9.15
$\Sigma$	4,840.00	39.84%

El esfuerzo que tiene que aplicarse al gato hidráulico para que las pérdidas instantáneas no influyan en el valor de  $P_i$ . Como la parte más importante es en el centro del claro, donde se necesita mayor rango de preesfuerzo, se calculará la fuerza "J"; en función de estas pérdidas.

$$P_j = P_i + (f_{anc} + f_r + f_{el})A_{sp}$$

$$P_j = 432,065.51 + (590.46)32.90$$

$$P_j = 451,491.64 \text{ Kg.}$$

$$f_{PJ} = \frac{P_j}{A_{sp}} = \frac{451,514.03}{32.90} = 13,723.83 \text{ Kg/cm}^2 < 0.8f_{pu}$$

ó  $0.94f_{py}$

$$f_{PJ} = 13,723.15 \text{ Kg/cm}^2 < 13,912.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

*Fuerza Efectiva:*

$$P_e = P_i - (\Delta f_{er} + \Delta f_{fsh} + \Delta f_{rel})A_{sp}$$

$$P_e = 432,087.90 - (3,276.26)32.90$$

$$P_e = 324,298.95 \text{ Kg.}$$

Revisión de esfuerzos

*Esfuerzos admisibles:*

- Transmisión ( $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ )

$$f_{ci} = -0.6 \times 300 = -180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{300} = 27.71 \text{ Kg/cm}^2$$

- Servicio ( $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ )

$$f_{cs} = -0.45 \times 350 = -157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{350} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2$$

- Servicio ( $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ )

$$f_{cs} = -0.45 \times 300 = -135.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Perdidas en el Centro del Claro

$$A_p = 5,090.1 \text{ cm}^2$$

$$I_{comp} = 29,078,361.9213 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 10,852,401.96 \text{ cm}^4$$

$$A_{comp.} = 9,663.91 \text{ cm}^2$$

$$C_{1P} = 74.35 \text{ cm}$$

$$r'_c = 3008.96 \text{ cm}^2$$

$$C_{2P} = 62.81 \text{ cm}$$

$$C_{1C} = 33.15 \text{ cm.}$$

$$r'_p = 2,131.97 \text{ cm}^2$$

$$C_{2C} = 104.01 \text{ cm}$$

$$W_{op} = 1,221.67 \text{ Kg/mt.}$$

$$C_{3C} = 55.15 \text{ cm.}$$

$$S_{1P} = 145,975.97 \text{ cm}^3$$

$$S_{1C} = 877,175.322 \text{ cm}^3$$

$$S_{2P} = 172,768.82 \text{ cm}^3$$

$$S_{2C} = 279,572.752 \text{ cm}^3$$

$$P_i = 432,065.5 \text{ Kg.}$$

$$S_{3C} = 527,259.510 \text{ cm}^3$$

$$P_e = 388,858.96 \text{ Kg.}$$

$$e_c = 79.24 \text{ cm.}$$

$$e_p = 38.04 \text{ cm.}$$

$$M_o = 156,374.40 \text{ Kg.-mt}$$

$$M_{dp} = 7,272.10 \text{ Kg.-mt}$$

$$M_{dc} = 56,585.60 \text{ Kg.-mt}$$

$$M_{L+I} = 32,729.89 \text{ Kg.-mt}$$

Etapa Inicial ( $P_i + M_o$ )

$$F_1 = -\left(\frac{P_i}{A_p}\right)\left(1 - \frac{eC_{1p}}{r^2 p}\right) - \frac{M_o}{S_{1p}}$$

$$F_1 = -\left(\frac{432,065.51}{5090.31}\right)\left(1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97}\right) - \frac{15,637,440}{145,975.97}$$

$$F_1 = -79.40 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ci} = -180 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -\left(\frac{P_i}{A_p}\right)\left(1 + \frac{eC_{2p}}{r^2 p}\right) + \frac{M_o}{S_{2p}}$$

$$F_2 = -\left(\frac{432,065.51}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04 \times 62.81}{2,131.97}\right) - \frac{15,637,440}{172,768.82}$$

$$F_2 = -80.26 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ci} = -180 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Etapa intermedia ( $P_e + M_o + M_{dp}$ )

$$F_1 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 - \frac{eC_{1p}}{r^2 p}\right) - \frac{M_o + M_{dp}}{S_{1p}}$$

$$F_1 = -\left(\frac{388,858.96}{5090.31}\right)\left(1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97}\right) - \frac{16,364,649.6}{145,975.97}$$

$$F_1 = -87.15 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = -0.45f_c = -157.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 + \frac{eC_{2p}}{r^2 p}\right) + \frac{M_o + M_{dp}}{S_{2p}}$$

$$F_2 = - \left( \frac{388,858.96}{5090.31} \right) \left( 1 + \frac{38.04 \times 62.81}{2,131.97} \right) - \frac{16,364,649.60}{172,768.82}$$

$$F_2 = - 67.29 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = -157.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

ETAPA FINAL ( $P_e + M_o + M_{dp} + M_{dc} + M_{L+I}$ )

$$F_1 = - \left( \frac{P_e}{A_p} \right) \left( 1 - \frac{eC_{1p}}{r^2} \right) - \frac{M_o + M_{dp}}{S_{1p}} - \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{1c}}$$

$$F_1 = - \left( \frac{388,858.96}{5090.31} \right) \left( 1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97} \right) - \frac{16,364,649.60}{145,975.97} - \frac{8,931,549.00}{877,175.32}$$

$$F_1 = - 97.08 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = -157.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = - \left( \frac{P_e}{A_p} \right) \left( 1 + \frac{eC_{2p}}{r^2} \right) + \frac{M_o + M_{dp}}{S_{2p}} + \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{2c}}$$

$$F_2 = - \left( \frac{388,858.96}{5090.31} \right) \left( 1 + \frac{38.04 \times 62.81}{2,131.97} \right) + \frac{16,364,649.60}{172,768.82} + \frac{8,931,549.00}{279,572.75}$$

$$F_2 = - 35.29 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ts} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_3 = - \left( \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{3c}} \right) n = - \left( \frac{8,931,549.00}{527,259.51} \right) 0.93$$

$$F_3 = -15.75 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = -135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Disposiciones para Sobrecarga.

Debe de incrementarse la carga del camión al 100% y en 150% los esfuerzos admisibles.

$$M_{L+I} = 32,729.89 \text{ Kg.-mt.} \times 2 = 65,459.78 \text{ Kg.-mt.}$$

Para  $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{cs} = -157.50 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 236.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 29.93 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 44.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Para  $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{cs} = -135.00 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 202.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Etapa Final ( $P_e + M_o + M_{dp} + M_{dc} + 2M_{L+I}$ )

$$F_1 = -97.08 \text{ Kg/cm}^2 - \frac{M_{L+I}}{S_{1c}}$$

$$F_1 = -97.08 - \frac{3,272,989.00}{877,175.32}$$

$$F_1 = -100.81 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = 236.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -35.29 \text{ Kg/cm}^2 + \frac{M_{L+I}}{S_{1c}}$$

$$F_2 = -35.29 + \frac{3,272,989.00}{279,572.75}$$

$$F_2 = -23.58 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ts} = 44.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_3 = -23.58 \text{ Kg/cm}^2 - \left( \frac{M_{L+I}}{S_{3c}} \right) n$$

$$F_3 = -23.58 - \left( \frac{3,272,989.00}{527,259.51} \right) 0.93$$

$$F_3 = -29.35 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = 202.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

#### 4.8.2 EXTREMO DE LA VIGA

$$P_i = P_j - \Delta f_{el} \times A_{sp}$$

$$P_i = 451,514.034 \text{ Kg.} - 142.50 \text{ Kg/cm}^2 \times 32.90 \text{ cm}^2$$

$$P_i = 446,825.78 \text{ Kg.}$$

$$P_e = P_i - (\Delta f_{cr} + \Delta f_{sh} + \Delta f_{rel})A_{sp}$$

$$P_e = 446,825.78 - (2230.24 + 1,354.99 + 1,112.27)32.90$$

$$P_e = 292,278.03 \text{ Kg.}$$

Como la excentricidad es constante, se podrán utilizar los datos del centro del claro.

Etapla inicial ( $P_i + M_o$ )

$$F_1 = -\left(\frac{P_i}{A_p}\right)\left(1 - \frac{eC_{1p}}{r_p}\right)$$

$$F_1 = -\left(\frac{446,825.78}{5090.31}\right)\left(1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97}\right)$$

$$F_1 = -87.78(-0.3266)$$

$$F_1 = 28.67 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ti} = 27.71 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -\left(\frac{P_i}{A_p}\right)\left(1 + \frac{eC_{2p}}{r_p}\right)$$

$$F_2 = -\left(\frac{446,825.78}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04 \times 62.81}{2,131.97}\right)$$

$$F_2 = -87.78(2.12)$$

$$F_2 = -186.15 \text{ Kg/cm}^2 < -180.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

*Etapas Intermedia (M<sub>o</sub> + M<sub>dp</sub>)*

$$F_1 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 - \frac{eC_{1p}}{r^2}\right)$$

$$F_1 = -\left(\frac{292,278.03}{5090.31}\right)\left(1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97}\right)$$

$$F_1 = 18.75 \text{ Kg/cm}^2 < 29.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 + \frac{eC_{2p}}{r^2}\right)$$

$$F_2 = -57.42(2.12)$$

$$F_2 = -121.73 \text{ Kg/cm}^2 < -135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

La etapa de la sección compuesta es menos crítico que las etapas de carga anteriores porque la inercia aumenta, por tanto no es necesario calcularlos.

Se estudiarán dos casos:

- 1) Condición de carga por accidente.
- 2) Condición de carga peatonal más tráfico.

## 1) Condición de carga por accidente

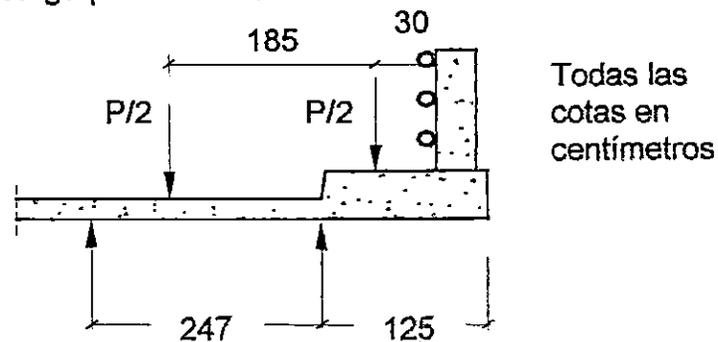


FIGURA 4.18 Carga por Accidente

Donde:

P: Carga viva transmitida por la rueda trasera o delantera del camión tipo HS-20.

S: Separación entre vigas.

Considerando la losa simplemente apoyada entre vigas se tiene el siguiente factor.

$$\sum M_{Ri} = 0$$

$$R_e(2.47) = \frac{P}{2}(2.872) + \frac{P}{2}(1.0221)$$

$$R_e(2.47) = \frac{P}{2}(3.894)$$

$$R_e = 1.577 \frac{P}{2}$$

Donde el factor de rueda a aplicar es de 1.577 en vez de el factor de la tabla anterior que es para viga interior.

### Calculo de momentos

- Peso propio:

Al igual que para la viga interior

$$M_o = 156,374.40 \text{ Kg.-mt.}$$

- Carga muerta resistida por la sección no compuesta.

Como el diafragma solo transmite la mitad de la carga, entonces de la viga interior tenemos:

$$M_{dp} = M_1 + \frac{M_2}{2} = 189,696.00 + \frac{7,082.40}{2}$$

$$M_{dp} = 193,237.20 \text{ Kg.-mt.}$$

- Carga muerta resistida por la sección compuesta.

Es igual al de la viga interior

$$M_{dc} = 56,585.60 \text{ Kg.-mt.}$$

El coeficiente de impacto es el mismo que de la viga interior.

$$I = 21.80 \%$$

Carga Viva :

[Art. 3.7.6]

Factor de rueda = 1.577

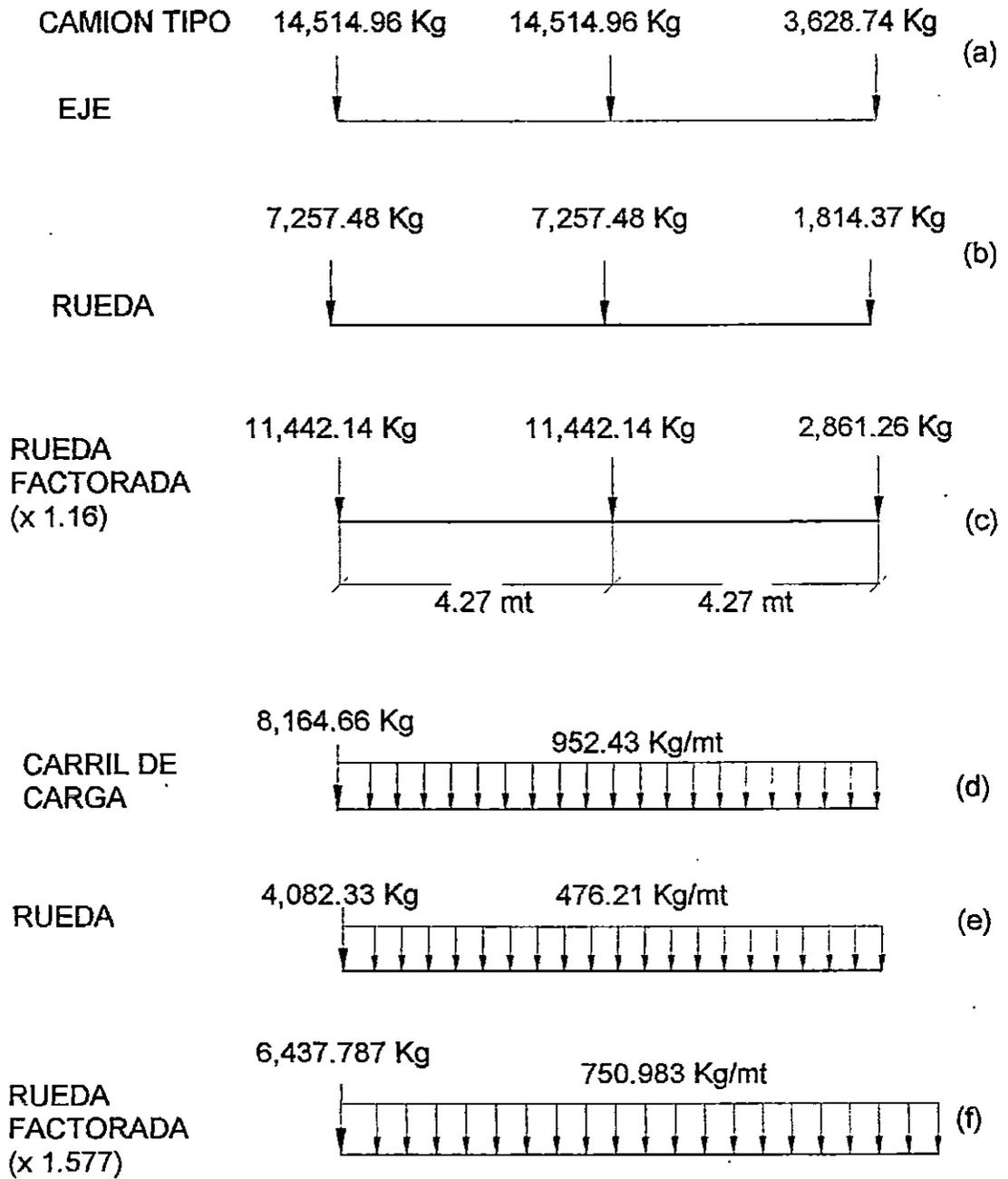


FIGURA 4.19 Distribución Carga viva de camión tipo

Chequeando cual de los dos tipos de carga es más desfavorable:

### CAMION TIPO

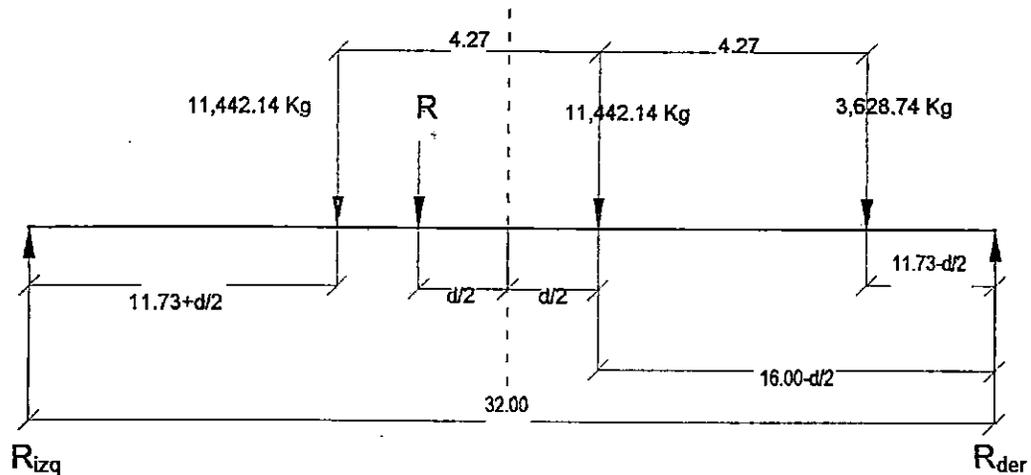


FIGURA 4.20: Carga factorada de rueda

$$R = 2(11,442.14) + 2,861.26$$

$$R = 25,745.54 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{11,442.14(4.27) + 2,861.26(2 \times 4.27)}{25,745.54} = 2.85 \text{ mt}$$

$$\frac{d}{2} = 1.423 \text{ mt.}$$

Posición de la llanta más cercana al apoyo derecho:

$$X_2 = 11.73 - \frac{d}{2} = 10.31 \text{ mt.}$$

Posición de la llanta más cercana al apoyo izquierdo;

$$X_1 = 11.73 + \frac{d}{2} = 13.15 \text{ mt.}$$

$$R_{der} (32.00) = 25,745.54(16+1.423)$$

$$R_{izq} = 25,745.54 - 14,017.64)$$

$$R_{der} = 14,017.64 \text{ Kg.}$$

$$R_{izq} = 11,727.90 \text{ Kg.}$$

$$R_{izq} = R - R_{der}$$

$$Mr = 14,017.64 \times 14.577$$

$$Mr = 204,335.14 \text{ Kg.-mt}$$

**Carga de Carril**

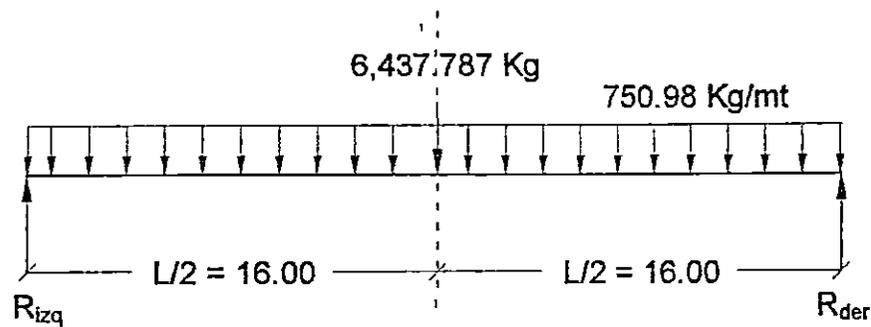


FIGURA 4.21: Carga de carril

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{\omega L^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{750.98 * 32.00^2}{8} + \frac{6,437.79 * 32.00}{4}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 147,627.76 \text{ Kg.-mt}$$

Tal como se observa el maximo momento lo genera el camion tipo.

$$M_{L+1} = 204,335.14 \times 0.218$$

$$M_{L+1} = 44,545.06 \text{ Kg.-mt}$$

Condición de carga peatonal mas trafico

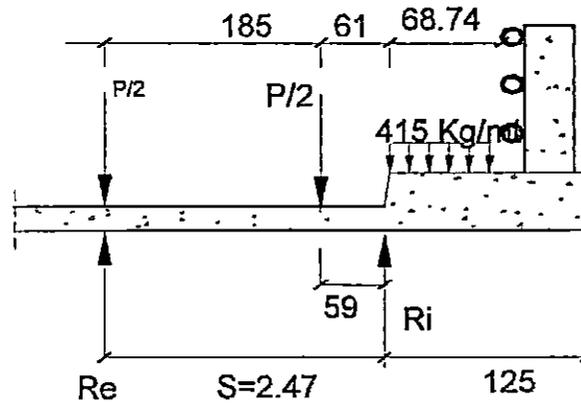


FIGURA 4.22: Condición de carga peatonal mas trafico

Para encontrar el factor, se hace por separado y se aplica superposición de efectos:

- Carga de Tráfico

$$\Sigma M_{Ri} = 0$$

$$\frac{P}{2}(0.030) + \frac{P}{2}(1.88) = R_e(2.47)$$

$$0.773 \frac{P}{2} = R_e$$

- Carga Peatonal

$$\Sigma M_{Ri} = 0$$

$$R_e(2.47) = w(0.6874)(2.834)$$

$$R_e = 0.789w$$

Los valores obtenidos por separado del factor de carga son similares, así es que el valor a utilizar será:

$$F = 0.789$$

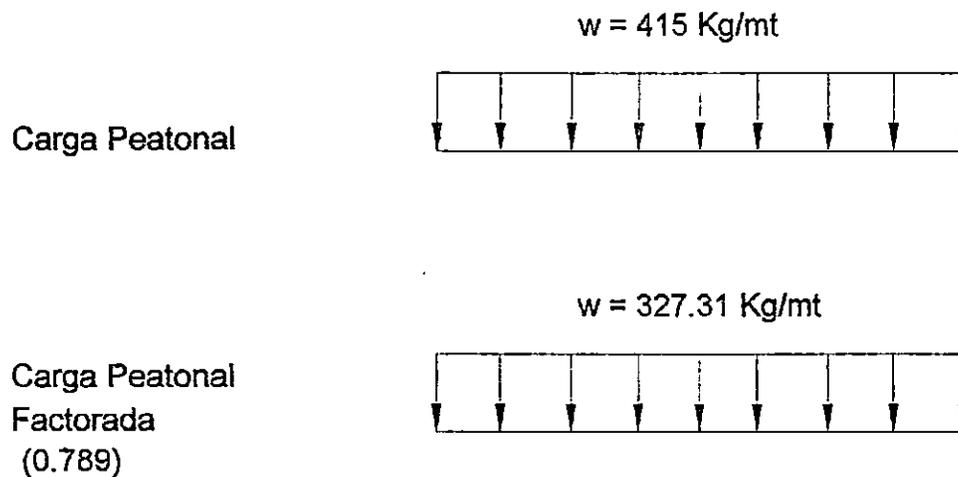


FIGURA 4.23: Carga Peatonal

$$M = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{356.07 \times 32.00^2}{8}$$

$$M = 45576.96 \text{ Kg.-mt}$$

En la viga exterior la etapa inicial e intermedia resiste; ya que son iguales y menores respectivamente las cargas con la viga interior.

Chequeando la etapa final y disposición de sobrecarga en el centro del claro:

$$F_1 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 - \frac{eC_{1p}}{r^2}\right) - \frac{M_o + M_{dp}}{S_{1p}} - \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{1c}}$$

$$F_1 = -\left(\frac{388,858.96}{5090.31}\right)\left(1 - \frac{38.04 \times 74.35}{2,131.97}\right) - \frac{34,607,040.00}{145,975.97} - \frac{101,130.66}{877,175.32}$$

$$F_1 = -212.24 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} = -157.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = -\left(\frac{P_e}{A_p}\right)\left(1 + \frac{eC_{2p}}{r^2}\right) + \frac{M_o + M_{dp}}{S_{2p}} + \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{2c}}$$

$$F_2 = -\left(\frac{388,858.59}{5090.31}\right)\left(1 + \frac{38.04 \times 6281}{2,131.97}\right) + \frac{34,607,040}{172,768.82} + \frac{101,130.66}{279,572.75}$$

$$F_2 = 38.67 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ts} = 44.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_3 = -\left(\frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{3c}}\right)n = -\left(\frac{101,130.661}{527,259.51}\right)0.93$$

$$F_3 = -0.178 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

Disposición de Sobrecargas

$$M_{l+i} = 2(M_{l+i}) = 8,909,012.20 \text{ Kg.-cm}$$

$$M_{dc} + M_{l+i} = 14,567,572.20 \text{ Kg.-cm}$$

$$F_1 = F_{1(\text{intermedio})} - \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{1c}}$$

$$F_1 = -87.15 - \frac{14,567,572.20}{877,175.32}$$

$$F_1 = -103.76 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} \times 1.5 = 236.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_2 = F_{2(\text{intermedio})} + \frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{2c}}$$

$$F_2 = -67.29 + \frac{14,567,572.20}{279,572.75}$$

$$F_2 = -15.183 \text{ Kg/cm}^2 < f_{ts} \times 1.5 = 45.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$F_3 = -\left(\frac{M_{dc} + M_{L+I}}{S_{3c}}\right)n = -\left(\frac{14,567,572.20}{527,259.51}\right)0.93$$

$$F_3 = -25.69 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cs} \times 1.5 = 202.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

Como conclusión la viga cumple con el diseño que se requiere para soportar la carga de diseño (HS20-44).

*Cortante Vertical:*

Se revisará el cortante con la carga viva de la rueda trasera a  $h/2$  de la cara del apoyo, a  $h/4$  del apoyo y a un  $h/3$  del apoyo.

**Carga Muerta:**

Peso propio de la viga: 1,221.67 Kg/mt

Peso de la losa (b:2.47 mt) 1,185.60 Kg/mt

Peso de pavimento asfáltico: 296.40 Kg/mt

(e:5 cm. compactado)

Carga muerta de la sección

Compuesta sobrepuesta: 442.10 Kg/mt

$$W = 3,145.75 \text{ Kg/mt}$$

Peso propio del diafragma:  $P' = P/2 = 442.65 \text{ Kg}$ .

Se analizará la viga exterior ya que presenta la carga viva más desfavorable.

Se supone que la primera sección crítica para el cortante se encuentra a la distancia de  $h/2$ , desde la cara del apoyo que es igual a 1.125 mt; y las secciones que se encuentran a menos de  $h/2$ , se diseñan para el cortante calculado para  $h/2$ .

1. Cortante debido a la carga muerta a  $h/2$  de la cara del apoyo:

$$V_D = \frac{WL}{2} - W \times 1.125 + \frac{P}{2}$$

$$V_D = \frac{3,145.75 \times 32.00}{2} - (3,145.75 \times 1.125) + 442.65$$

$$V_D = 47,235.68 \text{ Kg.}$$

2. Cortante debido a la carga viva a  $h/2$  del rostro del apoyo:

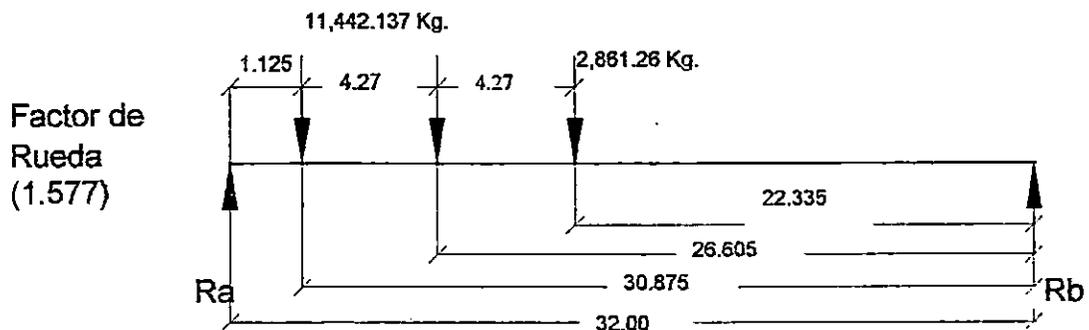


FIGURA 4.24: Cortante de carga viva a  $h/2$  de la cara del apoyo.

$$\sum M_{Rb} = 0$$

$$R_a(32.00) = 11,442.137(30.875) + 11,442.137(26.61) + 2,861.26(22.335)$$

$$R_a = V_L = 22,558.00 \text{ Kg.}$$

$$V_{L+I} = 27,465.90 \text{ Kg.}$$

3. Cortante Ultimo a  $h/2$  del rostro del apoyo:

$$V_U = (\beta D + \beta L(L + I))$$

$$V_U = 1.3(D + 2.2(L+I))$$

$$V_U = 1.3(47,235.681 + 2.2(27,465.90))$$

$$V_U = 139,958.86 \text{ Kg.}$$

4. Cortante debido a la carga muerta en el punto  $h/2$ :

$$V_D = \frac{WL}{2} - \frac{WL}{4} + \frac{P}{2}$$

$$V_D = \frac{3,145.75 \times 32.00}{2} - \frac{3,145.75 \times 32.00}{4} + 442.65$$

$$V_D = 25,608.65 \text{ Kg.}$$

5. Cortante debido a la carga viva en el punto  $h/4$ :

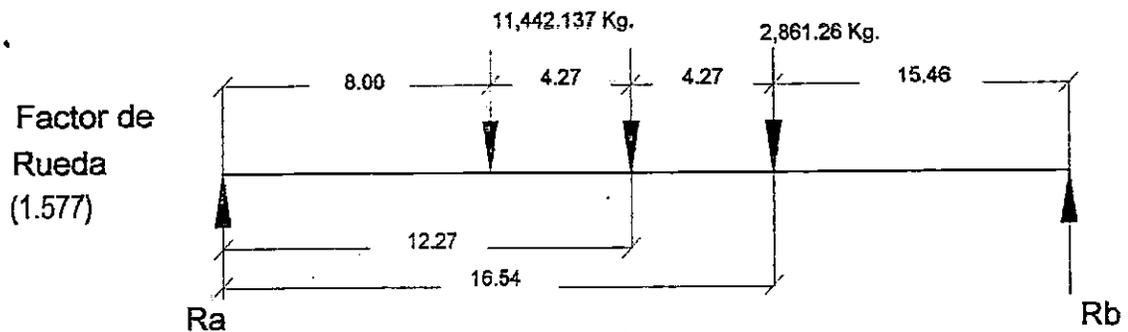


FIGURA 4.25: Cortante de carga viva a  $h/4$  de la cara del apoyo.

$$V_L = R_a = 17,018.74 \text{ Kg.}$$

$$V_{L+h} = 20,728.83 \text{ Kg.}$$

$$V_U = 1.3(25,608.65 + 2.2(20,728.83))$$

$$V_U = 92,575.69 \text{ Kg.}$$

6. Cortante debido a la carga viva en el punto  $h/3$ :

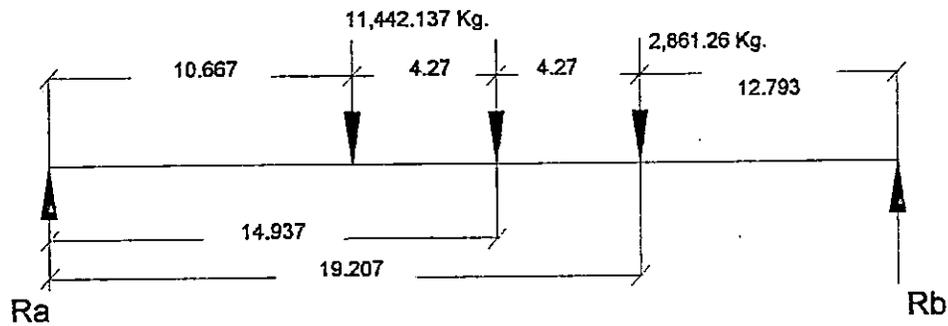


FIGURA 4.26: Cortante de carga viva a  $h/3$  de la cara del apoyo.

$$R_a = V_L = 14,873.01 \text{ Kg.}$$

$$V_{L+1} = 18,115.33 \text{ Kg.}$$

$$V_U = 1.3(17,219.983 + 2.2(18,115.33))$$

$$V_U = 74,195.82 \text{ Kg.}$$

7. Cortante que resiste el concreto:

$$V_c = 0.06 f_c b' j d \leq 12.66 b' j d$$

$$V_c = (0.069350) > 12.66 b' j d; \text{ siendo } b' \text{ el espesor del patin: } b' = 20.32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se usará  $V_c = 12.66 b' j d$ .

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.08; f_s = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} = 0.371$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.876$$

En el punto a  $h/2$  del rostro del apoyo tenemos que  $d = 172.80 \text{ cm}$ .

$$V_c = 12.66(20.32)(0.876)(172.80)$$

$$V_c = 38,940.83 \text{ Kg.}$$

En el punto cuarto y tercio, como la excentricidad es constante:

$$V_c = 38,940.83 \text{ Kg.}$$

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)S}{f_y jd}$$

$$S = \frac{A_v f_y jd}{\frac{V_u}{\phi} - V_c}$$

En el punto medio de la cara del apoyo usando acero N° 4, con  $f_y = 2,800$  Kg/cm<sup>2</sup>;  $\phi = 0.85$  factor de reducción para cortante.

$$S = \frac{(2800)(0.876)(172.80)(2.54)}{\frac{139,958.86}{0.85} - (38,940.83)}$$

$$S = 8.563 \text{ cm.}$$

**∴ Usar varilla N°4 @ 8.00 cm.**

En el punto cuarto del apoyo:

$$S = \frac{(2800)(0.876)(172.80)(2.54)}{\frac{92,575.69}{0.85} - (38,940.83)}$$

$$S = 15.39 \text{ cm.}$$

**∴ Usar varilla N°4 @ 15.00 cm.**

*En el punto tercio del apoyo:*

$$S = \frac{(2800)(0.876)(172.80)(2.54)}{\frac{74,195.821}{0.85}(38,940.83)}$$

$$S = 22.27 \text{ cm.}$$

**∴ Usar varilla N°4 @ 22.00 cm.**

Separación máxima:

$$S = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}(157.16)$$

$$S = 117.87 \text{ cm.}$$

$$S = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Si } V_s = 1.1\sqrt{f'_c}b'd$$

$$V_s = 1.1\sqrt{350}(20.32)(172.80)$$

$$V_s = 72,259.37 \text{ Kg.}; V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{139,958.86}{0.85} - 38,940.83$$

$$V_s = 125,716.65 \text{ Kg.}$$

Por tanto  $S_{\text{máx}}$  hay que reducirlo a la mitad del tramo del apoyo al punto cuarto:

$$S = \frac{3}{8}h = 59 \text{ cm.}$$

$$S = 30 \text{ cm.}$$

*Acero Mínimo:*

$$S = \frac{80A_v f_y d}{A_s f_{pu} \sqrt{d/b_w}}$$

$$P_e = 0.4f_u = 0.4 (17,631.00)$$

$$P_e = 7,052.40 \text{ Kg.}$$

$$P_e = 197,000 \text{ Kg.} > 7,052.40 \text{ Kg. O.K.}$$

$$\therefore S = \frac{80(2.54)(2,800)(172.80)}{(32.90)(17,631.00)\sqrt{172.80/20.32}}$$

$$S = 58.12 \text{ cm. O.K.}$$

Por tanto todas las separaciones encontradas para los tramos anteriores, cumplen con los requisitos de las normas y se usarán estribos a cada 8 cm de los apoyos al punto medio y del punto medio al punto cuarto se usarán estribos a cada 15 cm; y serán en forma de "U" con gancho estándar a 90°.

*Cortante Horizontal:*

Una manera de chequear que la viga compuesta propuesta funcione en su totalidad; es decir que no exista deslizamiento entre la viga y la losa, es a través del método de la teoría de cortante fricción.

El esfuerzo máximo de falla  $f_{pr}$  del acero será igual a  $f_{py}$  que es el esfuerzo de fluencia del acero presforzado.

$$f_{py} = f_{pr} = 14,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = C = 14,800 \times 32.90 = 486,920 \text{ Kg.}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}; \text{ de acuerdo con el código } \mu = 1.0$$

$$A_{vf} = \frac{486,920.00}{0.85(2,800)(1.0)} = 204.59 \text{ cm}^2$$

Desde el apoyo hasta el centro existente 154 estribos con un área de  $2.54 \text{ cm}^2$  cada uno.

$$A_t = 154 \times 2.54 = 391.16 \text{ cm}^2 > A_{vf}, \text{ que es el requerido.}$$

Para conocer y poder asumir que  $\mu = 1.0$  se necesario que cumpla con los requisitos siguientes:

- A) Debe de estar limpia, libre de lechada e intencionalmente rugosa con amplitudes de rugosidad de aproximadamente  $\frac{1}{4}$  de pulgada.
- B) Se proporcionará la cantidad mínima de estribos que es lo del acero mínimo.
- C) Todo el esfuerzo por cortante se ancla totalmente entre todos los elementos interconectados a la viga, se usarán varillas longitudinales y diámetros pequeños en las esquinas de los estribos para mejorar su resistencia al arranque y para que después de cierto agrietamiento la viga funcione elásticamente; y consistirá en el acero mínimo.

$$\rho = 0.005$$

$$A_s = 0.005b'd = 0.005(20.32)(172.80)$$

$$A_s = 17.556 \text{ cm}^2$$

**$\therefore$  Usar 4 varillas N°7 en el lecho superior e inferior, así como 4 N°5**

**al centro.**

#### 4.9 DISEÑO DE CABEZAL Y PILAS

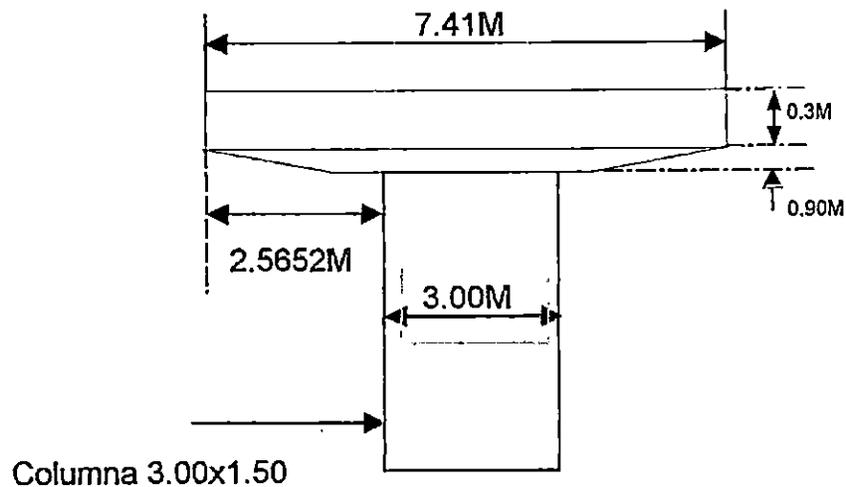


FIGURA 4.27: Dimensionamiento de Cabezal y Pila

*Carga Muerta.*

Cortante por carga muerta: (Reacciones en vigas)

Viga interior:  $V_{di} = 20.63 \text{ ton}$

Viga exterior:  $V_{de} = 28.04 \text{ ton}$

Peso propio:  $W_d = 2.514 \text{ ton/m}$

*Carga Viva*

Colocando la rueda a un pie del barandal (condición mas desfavorable )

Cortante por carga viva:  $V_{LLe} = 9.81 \text{ ton}$

Cortante por carga viva:  $V_{LLi} = 16.24$  ton

*Analizando El Voladizo:*

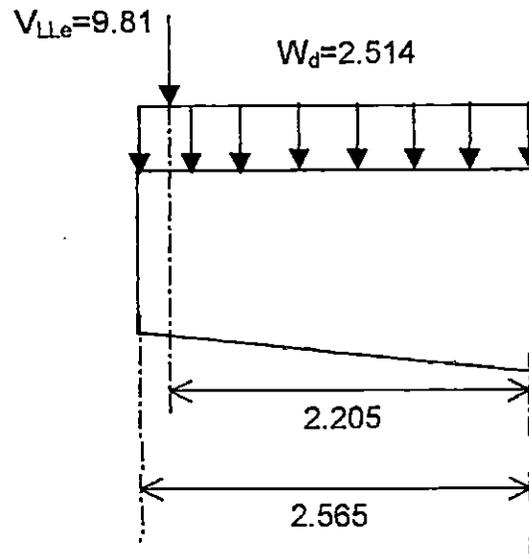


FIGURA 4.28: Voladizo de cabezal.

Momento y cortante por carga muerta  $M_d$  y  $V_d$ :

$$M_d = 70.1 \text{ ton-m}$$

$$V_d = 34.49 \text{ ton}$$

Momento y Cortante por carga viva  $M_{LL}$  y  $V_{LL}$

$$M_{LL} = 21.63 \text{ ton-m}$$

$$V_{LL} = 9.81 \text{ ton}$$

Momento y Cortante de diseño:  $U = 1.3(D+1.6L)$

$$V_u = 66.13 \text{ ton}$$

$$M_u = 138.09 \text{ ton}$$

*Diseño por Flexión*

[Art. 8.16]

$$D = 114.5 \text{ cms} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 150 \text{ cms} \quad f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \quad h = 119.5 \text{ cms}$$

$$\phi M = \phi (A_s f_y (-a/2)) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Área  $A_s = 32.5 \text{ cm}^2$  tenemos que:

$$A = 3.824$$

$$\phi M_n = 138.315 \text{ ton-m} > 138.09 \text{ OK}$$

**Usar: 4No.8 + 2No.9**

De Art. 8.16.3.2.2 La relación de refuerzo balanceado es:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{87000}{87000 + f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

[Art. 8.16.2.7]

$$0.046 > 0.034$$

$\rho_b$  = La relación de refuerzo proporcionado es:

$$\phi_{prop} = \frac{A_s}{bd} = 0.0019 < 0.034$$

**Refuerzo mínimo por flexión:**

[Art. 8.15.2.1.1]

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t}$$

[Art. 8.13.3]

$$f_r = 0.623 \sqrt{f'_c}$$

[Art. 8.15.2.1.1]

$$f_r = 10.425 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el momento de inercia ( $I_g$  y el  $Y_t$ ):

$$I_g = 0.21331 M^4$$

$$Y_t = 0.5975 m$$

Sustituyendo tenemos:

$$M_{cr} = 37.218 \text{ ton-m}$$

$$1.2M_{cr} = 44.661 \text{ ton-m}$$

$$138.315 \text{ ton-m} \geq 44.661 \text{ ton-m} \quad \text{OK.}$$

El refuerzo longitudinal proporcionado es el adecuado.

*Diseño por Cortante:*

Contribución del Concreto

[Art. 8.16.6.2.1]

$$\phi V_c = 129.18 \text{ ton-m}$$

Contribución del acero

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = -63.05 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

El concreto adsorbe todo el cortante

Refuerzo por temperatura

$$A_s = 0.125 \text{ pul}^2/\text{pie}$$

$$A_s = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar : No. 4 @ 45 cms

4.9.1 *Determinación de cargas debido al flujo de agua en el sentido transversal*

Altura de agua en contacto con la columna: 9.57 m

Velocidad Promedio: 0.76 m/s

$$K = 75.698 \text{ Kg.s}^2/\text{m}^2$$

Presión ejercida por el agua

[Art.3.18.1.1]

$P_{\text{prom}} = K \cdot (V_{\text{prom}})^2$ , donde K vale 75.698 Kg.s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup> para una columna con extremos cuadrados que esté sujeta a azolves.

En la superficie del agua su valor se duplica, mientras que en la parte inferior de la columna la presión es nula, suponiendo una distribución triangular de presiones, tal como se muestra a continuación.

$$P_{\text{prom}} = 43.72 \text{ Kg/m}^2$$

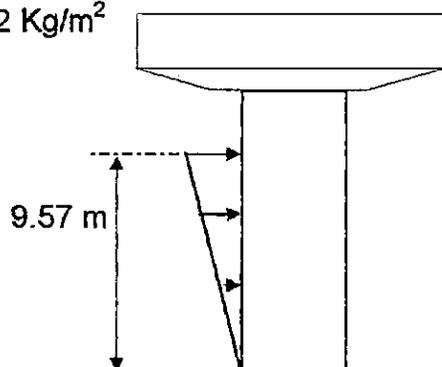


FIGURA 4.29: Presión ejercida por el agua transversalmente

#### 4.9.2 Determinación de cargas debido al flujo de agua en el sentido Longitudinal.

Altura de agua en contacto con la columna: 9.57 m

Ya que en esta dirección el flujo del agua es mucho menos incidente que en la otra dirección, se considera que en la columna se ejerce sólo presión hidrostática, con una variación triangular desde cero en la superficie hasta un valor máximo en el extremo inferior de la columna dado por:

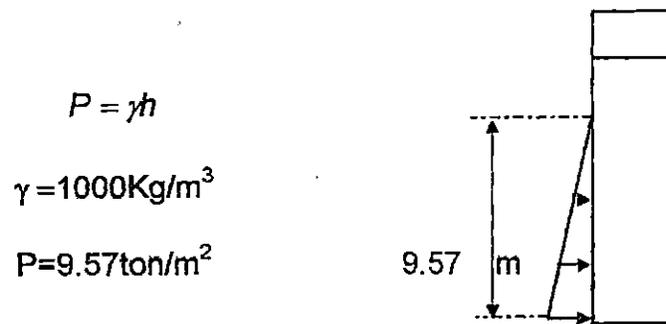


FIGURA 4.30: Presión ejercida por el agua longitudinalmente

Los cargas de diseño que se muestran son las obtenidas del resultado de la corrida del modelo del puente en el programa SAP2000. En el modelo del puente se especificaron todas las combinaciones de carga que recomienda las normas AASHTO

$$P_u = 723.67 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1832.25 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 1849.28 \text{ ton-m}$$

$$V_{ux} = 167.64 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 162.16 \text{ ton}$$

#### 4.9.4 Diseño por efecto biaxial

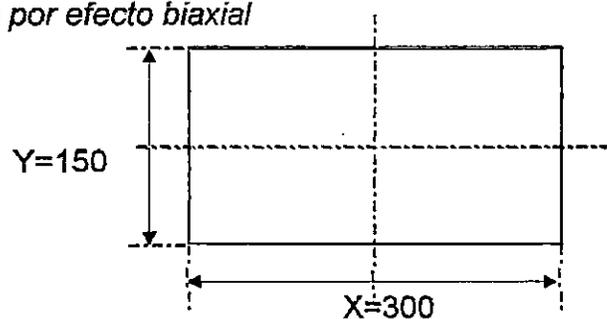


FIGURA 4.31: Sección transversal de pila.

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0.70$$

$$h_y = 1.50 \text{ m}$$

$$h_x = 3.00 \text{ m}$$

$$\beta = 0.65$$

### Sección transversal

Cargas nominales requeridas para columnas con detallado especial usando estribos como refuerzo transversal

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = 1033.8 \text{ ton}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$M_{nx} = 2617.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = 2641.8 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$\text{Probando: } \beta = 0.65$$

$$M_{ny}/M_{nx} = 1.009$$

$$h_x/h_y = 2$$

Puesto que  $M_{ny}/M_{nx} < h_x/h_y$  el momento monoaxial debe de ser calculado al rededor del eje x.

Entonces:

$$M_{nox} = M_{nx} + \frac{M_{ny}(h_y/h_x)(1-\beta)}{\beta}$$

$$M_{nox} = 3328.8 \text{ ton-m}$$

Para el cálculo de una cantidad tentativa de acero es necesario emplear los diagramas de interacción para columnas propuestos por el ACI. Los datos requeridos son:

$$\phi \frac{P_n}{A_g} = 0.016 \text{ ton/cm}^2$$

$$\beta \frac{M_{nox}}{A_{gh}} = 0.035 \text{ ton/cm}^2$$

Suponiendo estribos #5 y varilla longitudinal #11 se tiene:

$$\gamma = \frac{h - rec - 2db' - db}{h} = 0.9$$

Leyendo de los gráficos e interpolando se obtiene un  $\rho = 2.5\%$ , el cual se encuentra dentro de los límites permisibles (Art. 7.6.2(A) – Div. IA).

$$\rho = 0.025$$

$$A_s = bh\rho$$

$$A_s = 1125 \text{ cm}^2$$

Si se proporcionan 112 varillas #11 ( $A_s = 1126.72 \text{ cm}^2$ ) repartidas en paquetes de tres en las esquinas y en paquetes intermedios de dos

$$A_s = 1126.7 \text{ cm}^2; \quad \rho_{real} = 0.0250$$

No obstante debe revisarse si la sección y el acero propuestos son adecuados. Para tales fines se emplea el método de la PCA de contornos de carga.

Revisando el diseño por el método de la PCA

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_o = 15174.1 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = 0.016 \text{ ton/cm}^2 \text{ y } \rho_{prom} = 2.504\%$$

Del diagrama de iteración de columnas se tiene:

$$\phi \frac{M_{nox}}{A_g h_y} = 0.035 \text{ ton/cm}^2$$

$$M_{nox} = 3375.00 \text{ ton-m}$$

$$M_{noy} = 6750.00 \text{ ton-m}$$

$$P_n/P_o = 0.07$$

$$\omega = \frac{\rho_{real} f_y}{f'_c}$$

$$\omega = 0.37557$$

De gráficas se tiene:

$$\beta = 0.65$$

El criterio de la PCA establece que si  $(M_{nx}/M_{nox})^{\log 0.5/\log \beta} + (M_{ny}/M_{noy})^{\log 0.5/\log \beta} \leq 1$ , la sección es adecuada.

Sustituyendo en la ecuación anterior se tiene: 0.89 OK.

*Diseño por Cortante*

cortante de diseño:

$$V_{ux} = 167.64 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 162.16 \text{ ton}$$

De (Art. 8.16.6.22) se calcula la capacidad de cortante de la columna:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

Para dirección x-x se tiene:

$$b_w = 150 \text{ cm}$$

$$d = 292 \text{ cm}$$

$$V_c = 388.44 \text{ ton}$$

De Art. 8.16.6.1.1 se tiene:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_{ux-x} = 167.64 \text{ ton}$$

Contribución del acero para absorber el cortante actuante:

$$\phi V_s = \phi V_u - V_c$$

$$V_s = -220.8 \text{ Usar refuerzo mínimo.}$$

De Art.8.19.1.2 se calcula la separación mínima requerida para el acero de refuerzo.

$$S = \frac{A_v f_y}{3.523 b_w} < d/2 \text{ ó } 24" \quad [\text{Art. 8.19.3}]$$

Probando una varilla # 5 se tiene:

$$S = 31.791 \text{ cm}$$

**Usar No.5 @ 30 cms.**

Para dirección y-y se tiene:

$$b_w = 300 \text{ cm}$$

$$d = 142 \text{ cm}$$

$$V_c = 377.8 \text{ ton}$$

De Art. 8.16.6.1.1 se tiene:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_{uy-y} = 162.16 \text{ ton}$$

Contribución del acero para absorber el cortante actuante:

$$\phi V_s = \phi V_u - V_c$$

$$V_s = -215.64 \text{ Usar refuerzo mínimo.}$$

De Art.8.19.1.2 se calcula la separación mínima requerida para el acero de refuerzo

$$S = \frac{A_v f_y}{3.523 b_w} < d/2 \text{ ó } 24" \quad [\text{Art. 8.19.3}]$$

Probando una varilla # 5 se tiene:

$$S = 15.896 \text{ cm}$$

**Usar No.5 @ 15 cms**

Requerimiento por diseño sísmico:

Separación requerida en zonas confinadas según división I-A de norma AASHO

$$A_{sh} = 0.30 S_{hc} \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 1.24 \text{ pulg}^2$$

$$A_c = 6426.93 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 6975.01 \text{ pulg}^2$$

$$h_c = 114.961 \text{ pulg}$$

$$S = 6.32414 \text{ pulg}$$

$$S = 16.0633 \text{ cm}$$

Usar No. 5 @ 15 cms en las zonas confinadas

#### 4.10 DISEÑO DE ZAPATA Z-1

*Predimensionamiento:*

$$\text{Desplante: } D_f(m) = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Peso volumétrico del suelo: } \gamma_s = 1.70 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Capacidad admisible del suelo: } q_{adm} = 50.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso volumétrico promedio: } \gamma_{prom} = 2.05 \text{ ton/m}^3$$

Las cargas de diseño son las correspondientes al pie de la columna más el peso de la zapata y el suelo confinante.

$$P_u = 723.67 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1832.25 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 1849.28 \text{ ton-m}$$

Suponiendo una zapata rectangular de 9X10 tenemos:

$$L = 10 \text{ m}$$

$$B = 9 \text{ m}$$

$$P_t = \text{Suma de } P_f + W_{(\text{suelo zapata})}$$

$$P_t = 1461.7$$

Para el caso en el cual se considera la acción sísmica el esfuerzo admisible se puede incrementar en un 33%:

$$q_{adm} = 66.5 \text{ ton/m}^2$$

Excentricidades:

$$e_L = \text{momento alrededor del eje } X/P_t$$

$$e_L = 1.25 \text{ m}$$

$$e_L/L = 0.125$$

$e_B$  = Momento alrededor del eje  $Y/P_t$

$$e_B = 1.27 \text{ m}$$

$$e_B/B = 0.141$$

De los gráficos para la determinación de las presiones de contacto cargadas excéntricamente en dos direcciones (Figura 4.4.7.1.1.1C de la AASHTO, CASO II) se obtienen los factores siguientes de la geometría de la zapata:

$$X = 0.6; y = 0.65; K = 3.50$$

$$q_{max} = K * P_t / BL = 56.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Pero } q_{max} < q_{neto}; \quad q_{neto} = q_{adm} - \gamma_{prom} * D_f = 58.3 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\text{Área sombreada} = 72.45 \text{ m}^2$$

### *Diseño estructural*

Revisión por punzonamiento:

Si se supone  $h_{zapata} = 2 \text{ mt}$ , el peralte es  $d = 1.9 \text{ mt}$  y además que la presión de contacto se mantiene constante, el cortante para esta condición se obtiene multiplicando el área achurada por dicha presión:

$$V_u = q_{umax} * \text{Area sombreada} = 4118.3 \text{ Ton}$$

Generalmente las zapatas se diseñan de manera que el concreto resista el cortante de diseño en las secciones críticas. La contribución del concreto es :

$$\phi V_c = 1.1\phi\sqrt{f_c}b_o d$$

donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica.

$$b_o = 17.6 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 5231.87 \text{ Ton} > V_u, \text{ OK}$$

*Revisión del efecto de levantamiento:*

Este efecto se revisa en las dos secciones a una distancia  $d$  del rostro de cada lado de la columna.

[Art. 8.16.6.6.1b]

Franja perpendicular a L:  $x_{crit} = L/2 - (h_y + rec)/2 - d$

$$x_{crit} = 2.225 \text{ m}$$

$$\text{Área de Reacción} = 20.025$$

$$V_u = 1138.28 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f_c}Bd$$

*contribución del concreto:*

$$\phi V_c = 1289.1 \text{ ton} > V_u, \text{ OK}$$

Franja paralela a L:  $x_{crit} = B/2 - (h_x + rec)/2 - d$

$$x_{crit} = 0.975 \text{ m}$$

$$\text{Área de Reacción} = 9.75$$

$$V_u = 554.217 \text{ Ton}$$

*contribución del concreto:*

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f_c} B d$$

$$\phi V_c = 1432.3 \text{ ton} > V_u \text{ OK}$$

La sección crítica se encuentra en el rostro de la columna. El momento resultante se determina como el producto de la resultante de las presiones en la sección por su brazo respectivo. [Art.4.4.11.2.1]

Flexión alrededor del eje x:  $x_{crit} = L/2 - (h_y + rec)/2$

$$x_{crit} = 4.125 \text{ m}; M_{ux} = q_{max} * B * x_{crit}^2 / 2$$

$$M_{ux} = 4352.47 \text{ Ton-m}; A_s = M_u / \phi [f_y (d - a/2)]$$

Se requiere  $A_s = 1279.4 \text{ cm}^2$

Flexión alrededor del eje y

$$x_{crit} = 2.875 \text{ m}$$

$$M_{uy} = 2349.2 \text{ Ton-m}$$

Se requiere  $A_s = 690.536 \text{ cm}^2$

*Distribución del acero por flexión:*

Si se emplean varillas N° 10 en la dirección paralela a L:

Numero de varillas: 156.213 varillas.

$$S = 5.73 \text{ cm}$$

Sin embargo, de acuerdo al Art.4.4.11.2.2, en la otra dirección el acero debe proporcionarse uniformemente en una banda central de ancho igual a la menor dimensión de la zapata, de manera que:

$(A_s \text{ banda}) / (A_s \text{ requerido en esa dirección}) = 2 / (b + 1)$ , donde  $b = L/B$

Entonces para la banda central se requiere:

$$A_{s \text{ banda}} = 654.19 \text{ cm}^2$$

Empleando Varillas # 9: 79.877 varillas.

$$S = 11.41 \text{ cm}$$

El acero restante se distribuye uniformemente:

$$A_s \text{ restante } 36.34 \text{ cm}^2$$

Empleando Varilla # 7: 9.391 varillas.

$$S = 10.73 \text{ cm}$$

Proporcionar 1 varilla #10 @ 5.5 cm longitudinalmente, 1 varilla # 9 @ 11.0 cm transversalmente en la banda central y en la zona restante 1 varilla #7 @10.5 cm.

#### 4.11 DISEÑO DE ESTRIBOS

Datos de entrada

$$\gamma_s = 1.78 \text{ Ton/m}^3$$

$$\phi = 35.00^\circ$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_t = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{FSD} = 1.50 \quad [\text{Art. 5.5.5}]$$

$$\text{FSV} = 2.00 \quad [\text{Art. 5.5.5}]$$

$$H_p = 6.00 \text{ m}$$

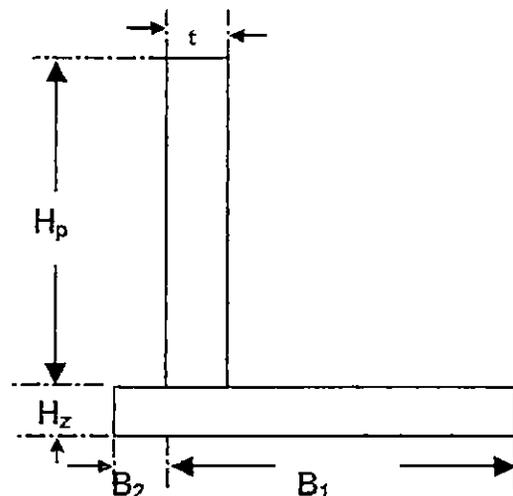


FIGURA 4.32: Dimensionamiento de Estribo

*Diseño de muro longitudinal:*

De  $\phi = 35.00$  vaciado in situ  $\mu = \text{tg}\phi \leq 0.6$

$$\mu = 0.700 \leq 0.6 \quad \text{No}$$

usar  $\mu = 0.6$  para el calculo para la estabilidad contra deslizamiento

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$$

$$K_a = 0.271$$

$$K_{a\gamma s} = 0.48236 \text{ ton/m}^3$$

Dimensionamiento de la pantalla:

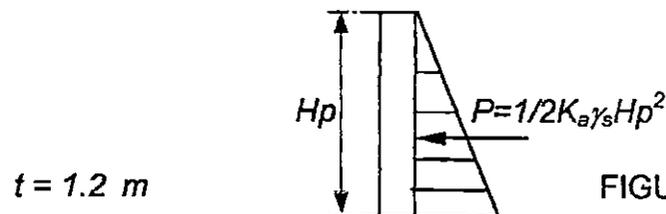


FIGURA 4.33: Pantalla

$$M_u = 1.7M = 1.7 * K_a \gamma_s (H_p^3 / 6)$$

$$M_u = 29.521 \text{ Ton-m}$$

Además:

$$M_u = \phi d b^2 f_c w (1 - 0.59w)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.004; \quad w = \rho (f_y / f_c) = 0.06$$

$$d = t - \text{rec} - (\phi_{\#5} / 2) = 115.206 \text{ cm}; \quad \phi_{\#5} = 1.588 \text{ cm}$$

$$M_u = 193.57 \text{ ton-m} \geq 29.521 \quad \text{OK.}$$

Verificación por cortante.

$$V_u = 1.7V_d = 1.7 * 1/2 K_a \gamma_s (H_p - d)^2 = 9.6362 \text{ ton}$$

$$V_s / \phi = 11.3367; \phi = 0.85$$

$$V_c = 0.53 * (f_c) b d = 102.17 \text{ ton}$$

Si el acero se traslapa en la base :  $V_{ce} = 2/3 V_c$

$$V_{ce} = 68.114 \text{ ton} > V_s / \phi = 11.3367 \text{ OK.}$$

Dimensionamiento de la zapata:

$$H_z = t + 5 \text{ cm}$$

$$H_z = 1.25 \text{ m}$$

$$H = H_p + H_z$$

$$H = 7.25 \text{ m}$$

a) Por estabilidad al deslizamiento:  $\gamma_m = 2.0 \text{ ton/m}^3$

$$B_1 / H \geq \text{FSD } K_a \gamma_s / (2 \gamma_m \mu) = 0.301$$

$$B_1 \geq 2.19 \text{ m } B_1 = 3.00 \text{ m}$$

b) Por estabilidad al volteo.

$$B_2 / H \geq ((\mu \text{FSV}) / (3 \text{FSD})) - (B_1 / 2H) = 0.060$$

$$B_2 \geq 0.4333 \text{ m } B_2 = 0.6 \text{ m}$$

Verificación de la estabilidad

$$\text{Desplante} = 3.00 \text{ m}; \quad \text{Cohesión} = 0.00$$

$$d = 1.2$$

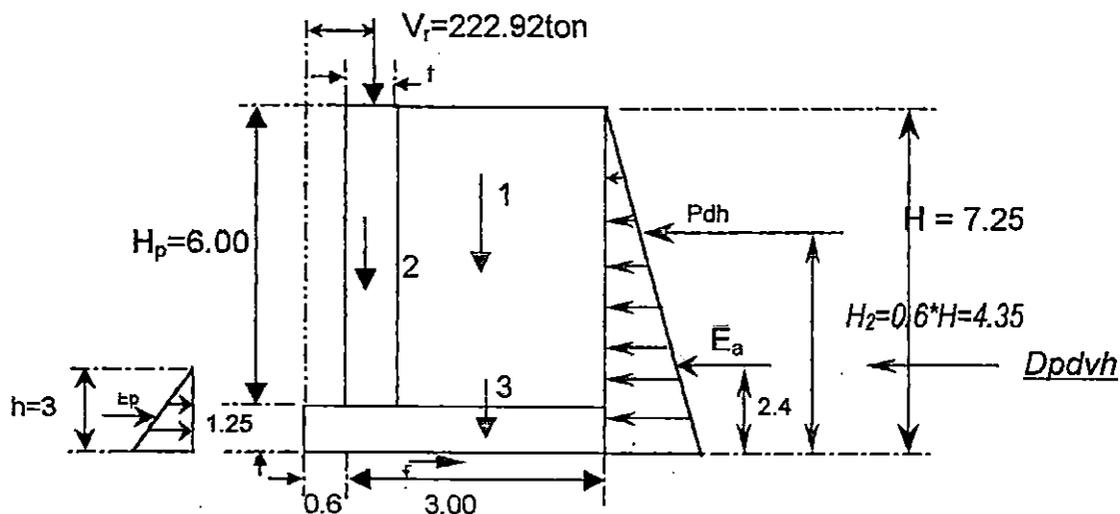


FIGURA 4.34: Distribución de carga en estribo.

Figura No	Área M <sup>2</sup>	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	Peso W ton/m	Brazo m	MR ton-m/m
1	10.800	1.78	19.224	2.700	51.905
2	7.200	2.4	17.28	1.200	20.736
3	4.500	2.4	10.8	1.800	19.44
Total		$W_t = N =$	47.304	MR =	92.081

Cálculo de los empujes Activo Y Pasivo

$$K_p = tg^2(45 + \phi/2) \quad K_p = 3.69017$$

$$K_a = tg^2(45 - \phi/2) \quad K_a = 0.27099$$

$$E_a = K_a \gamma_s H^2 / 2 - 2CH_a^2 \quad E_a = 14.2333 \text{ ton/m}$$

$$E_p = K_p \gamma sh^2 / 2 + 2ChK_p^2 \quad E_p = 29.5583 \text{ ton/m}$$

$$\text{Fuerza de fricción: } f = \mu N \quad f = 28.3824 \text{ ton/m}$$

Cálculo de las fuerzas sísmicas

coeficiente de aceleración sísmica:

Según el mapa de zonificación sísmica de El Salvador:

Zona de ubicación sísmica: Zona I

Luego  $A = 0.4$  tomado de la tabla 1 de la norma técnica

$$P_{dh} = 3/8 \gamma_s H^2 A \quad p_{dh} = 1.16145 \text{ ton/m}$$

$$P_{dv} = 1/2 g_s H^2 A \quad P_{dv} = 1.5486$$

La carga Vertical se transforma en horizontal Multiplicada por  $K_a$

$$D_{pdvh} = P_{dv} K_a \quad D_{pdvh} = 0.41966 \text{ ton/m}$$

a. Deslizamiento.

$$FSD > 1.5$$

$$FSD = (E_p/f) / (P_{dh} + D_{pdvh} + E_a); \quad FSD = 6.58534$$

$$6.59 > 1.50 \quad \text{OK.}$$

b. Volteo.

$$FSV > 2$$

$$FSV = MR/MV = (E_a + D_{pdvh})(H/3) + P_{dh}(0.6H)$$

$$MV = 40.464 \text{ ton-m/m}$$

$$FSV = 2.28 > 2.0 \quad \text{OK.}$$

c. Hundimiento.

$$e = M/W_t$$

a)  $M = MR - MV - W_t(B/2)$  sin considerar reacciones en vigas

b)  $M = MR - MV - W_t B/2 + V_{rd}$  considerando reacciones en las vigas.

Para el primer condición:

$$M = -33.53 \text{ ton-m}$$

$$e = 0.71 \text{ m} < B/6 = 0.60 \quad \text{NO}$$

Capacidad de carga del suelo:

$$q_{max} = (W_f/A)(4B/(3B-6e)); \quad \text{donde } A = B \times 1$$

$$q_{max} = 28.901 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{max} < \sigma_t$$

$$28.901 < 30 \text{ OK}$$

Para la segunda condición:

$$M = 233.974 \text{ ton-m}$$

$$e = 4.95 \text{ m} < B/6 = 0.60 \text{ NO}$$

Capacidad de carga del suelo:

$$q_{max} = (W_f/A)(4B/(3B-6e)); \quad \text{donde } A = B \times 1$$

$$q_{max} = -10.024 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Luego } q_{max} < \sigma_t$$

$$-10.024 < 30 \text{ OK}$$

Diseño de pantalla

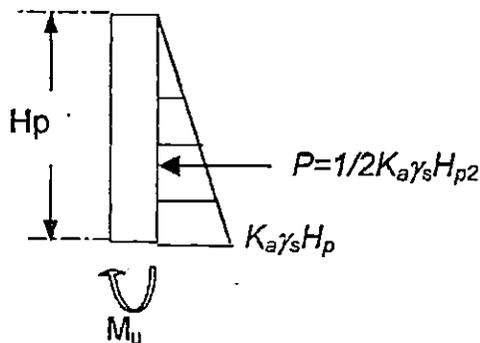


FIGURA 4.35: Distribución de carga en pantalla

**Condición de carga**

$$A_s = M_u / \phi [f_y (d - a/2)]$$

$$M_u = 29.521 \quad \text{ton-m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 1.2 \text{ m} \quad d = 115.206 \text{ cm}$$

$$\text{Para } A_s = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f_c b) \quad a = 3.4941 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad M_u = 84.917 \text{ ton-m}$$

$$84.917 > 29.521 \quad \text{OK}$$

$$\text{utilizando varilla \#5: } A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$S = 13.333 \text{ cm}$$

**Usar Varilla #5 @ 10 cm**

**Refuerzo mínimo:**

$$\rho_{min} = 0.001 \text{ bd}$$

$$A_s = 11.5206$$

$$\text{utilizando varilla \#5: } A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$S = 24.904 \text{ cm}$$

**Usar varilla #5 @ 20 cm**

**Refuerzo horizontal:**

$$A_{st} = \rho_t b t$$

$$\rho_t = 0.002 \text{ para } \phi \geq 5/8 \text{ y } f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para  $t > 25 \text{ cm}$  usar refuerzo horizontal en las dos caras.

$$A_{st} = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$2/3A_s t = 16 \text{ cm}^2 \quad S = 10.523 \text{ cm} \quad \text{usar \#4 @ 10cm}$$

$$1/3A_s t = 8 \text{ cm}^2 \quad S = 11.687 \text{ cm} \quad \text{usar \#3 @ 10cm}$$

Diseño de Zapata:

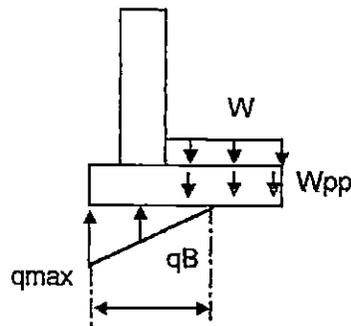


FIGURA 4.36: Distribución de carga en zapata.

$$W_s = 10.68 \text{ ton/m}$$

$$W_{pp} = 3 \text{ ton/m}$$

$$q_{max} = 28.9008 \text{ ton/m}^2$$

Zapata Anterior:

$$W_{zant} = 1.3(1.3q_{max} - 0.75W_z)$$

$$W_{zant} = 45.917 \text{ ton/m}$$

$$M_u = W_{zant}L^2/2$$

$$M_u = 8.2651 \text{ ton-m}$$

$$\text{Para } A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f_c b); \quad a = 0.89471 \text{ cm}$$

$$M_u = f A_s f_y (d - a/2); \quad M_u = 21.993 \text{ ton-m}$$

$$21.99 > 8.27 \text{ OK.}$$

Refuerzo Mínimo:

$$A_{smin} = 0.001 bd$$

$$A_{smin} = 11.5206 \text{ cm}^2; S = 12.609 \text{ cm}$$

**Usar Varilla #4 @ 10 cm**

*Zapata Posterior:*

$$q_B = q_{max}(2.71 - B_2 - t)/2.71$$

$$q_B = 9.70469 \text{ ton/m}^2$$

$$M_u = 1.4(W_s + W_{pp})$$

$$M_u = 19.152 \text{ ton-m}$$

$$M_u = B_1^2/2 - 1.4q_B(2.71 - B_2 - t)2/6$$

$$M_u = 84.3088$$

$$\text{Para } A_s = 35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s f_y / (0.85 f_c b); \quad a = 6.1765 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2); \quad M_u = 148.33 \text{ ton-m}$$

$$148.33 > 84.31 \quad \text{OK.}$$

$$\text{Utilizando Varilla \#7 } A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$S = 11.0571 \text{ cm}$$

**Usar varilla #7 @ 10 cm**

## *Capítulo V:*

# *Presupuesto*

## 5.1 PRESUPUESTO

En todo presupuesto se deberán incluir todas las partidas con los desgloses necesarios para la adquisición de materiales y mano de obra considerando los precios vigentes de los proveedores más próximos al lugar del proyecto. En caso de que se requiera personal profesional, se especificará el tiempo mínimo de participación y los honorarios correspondientes así como la periodicidad de sus servicios.

- **MANO DE OBRA.** Deberá indicarse por obra a ejecutar o por día de trabajo; en la mayoría de los casos deberá ser por día/hombre y con los precios del laudo arbitral vigente o los pactados por el alcalde con la comunidad, generalmente se ejecuta en 90 días calendario incluyendo el pago del 7° día.
- **MATERIALES.** Los materiales deberán desglosarse por las partidas correspondientes considerando precios locales que incluyan costos de transporte a la obra. Se deberá hacer referencia de el lugar donde se han realizado las cotizaciones.
- **HERRAMIENTAS.** Se tomará en cuenta esta partida cuando la alcaldía correspondiente no cuente con las herramientas que se comprarán. Además se debe indicar el equipo mínimo necesario para realizar la obra.
- **AGUA.** Deberá detallarse el costo y el transporte cuando sea necesario.

- **TRANSPORTE.** Este rubro se podrá tomar en cuenta en materiales que no tienen incluido transporte, tales como: madera, cemento, etc. En todo caso deberá detallarse el gasto.
- **IMPREVISTOS.** Se calculará como máximo el 10% de la suma de los rubros anteriores para cubrir posibles incrementos de costos.

CUADRO 5.1: CANTIDAD DE MATERIALES

Partidas	Unidad	Cantidades	qq
<b>Aceras</b>			
Concreto 210	m <sup>3</sup>	199.04	
Acero (bastones #3)	ml	1280	15.80
Acero (longitudinal #3)	ml	1859.48	22.96
<b>Barandas</b>			
Concreto para postes 30X20	m <sup>3</sup>	13.332	
Acero #6 longitudinal	ml	849	41.93
Acero #4 longitudinal	ml	565.62	12.47
Acero #3 (estribos)	ml	1858.4	22.94
Baranda de tubo de acero estándar	ml	960	
<b>Losa rodaje</b>			
Concreto	m <sup>3</sup>	237.12	
Acero lecho superior (longitudinal #4)	ml	3520	77.60
Acero lecho superior (transversal #5)	ml	4752	162.41
Acero lecho inferior (transversal #5)	ml	4590	156.87
Acero lecho inferior (longitudinal #5)	ml	5120	174.98
<b>Diafragma</b>			
concreto	m <sup>3</sup>	18.9	
acero # 4 (estribos)	ml	1170	25.79
acero # 5 (lecho inferior)	ml	364	12.44
acero # 8 (lecho inferior)	ml	182	15.92
acero # 5 (lecho superior)	ml	300	10.25
acero # 6 (lecho superior)	ml	328	16.20
<b>Pilas</b>			
concreto	m <sup>3</sup>	202.05	
Acero (longitudinal #11)	ml	6575	1592.01
Acero (estribos #5)	ml	4224	144.36
Acero (grapas #5)	ml	6240	213.26
<b>Zapatatas</b>			
concreto	m <sup>3</sup>	504	
acero #7	ml	352	23.59
acero #9	ml	3168	338.10

acero #10	ml	6311.2	864.55
<b>Cabezal</b>			
Concreto	m <sup>3</sup>	53.52	
acero #4 (estribos)	ml	288	6.35
Acero #7	ml	182	12.20
Acero #8	ml	145	12.69
Acero #9	ml	72.98	7.79
<b>Estribos</b>			
Concreto	m <sup>3</sup>	238.1	
acero #3	ml	582.4	7.19
acero #4	ml	2866.72	63.20
acero #5	ml	4205.34	143.72
acero #7	ml	673.4	45.13
<b>Vigas</b>			
Concreto	m <sup>3</sup>	326.4	
Acero #4	ml	42319.2	932.96
Acero #5	ml	2560	87.49
Acero #7	ml	5120	343.16

4 Tendones de 12 cables trensados  
 Ø 3/8" grado 250 (Ap = 32.90 cm<sup>2</sup>)  
 por viga (20 vigas)

total (qq)

5606.32

CUADRO 5.2: COSTOS DE ACERO

acero	Cantidad total (qq)	Precio unitario	Precio Total
#3	68.9	¢155.00	¢ 10,678.31
#4	1086.2	¢155.00	¢ 168,366.15
#5	1105.8	¢155.00	¢ 171,397.05
#6	58.1	¢170.00	¢ 9,880.99
#7	5200.9	¢170.00	¢ 884,157.24
#8	28.6	¢158.20	¢ 4,525.93
#9	345.9	¢160.00	¢ 55,342.24
#10	864.5	¢160.00	¢ 138,327.67
#11	1592.0	¢160.00	¢ 254,721.55

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

Costo por m3 de concreto,  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ : ¢ 625.98 m<sup>3</sup>

Costo total de concreto:  $625.975 \times 1792.462 = \text{¢ } 1,122,036.40$

Costo por metro lineal de tubo de acero estándar: ¢ 20.83

Costo total de tubo:  $960 \times 20.83 = \text{¢ } 20,000.00$

Costo total de acero, concreto y tubos de barandal: ¢ 2,840,059.51

## 5.2 PROGRAMACION DE LA OBRA

En el ramo de la construcción, se entiende por programar el establecer con anticipación cómo, en qué tiempo y a qué costo se ejecutará una obra.

Por tanto, programar consiste en formular un plan de acción práctico para ejecutar, en señalar los elementos necesarios y el tiempo que se tardará en lograrlo.

El logro de la programación satisfactoria no es ya dejado a la intuición del programador, como solía ser hasta bien entrados los cincuenta del presente siglo.

Bajo el rubro de "Construcción de Obras", se suele agrupar un amplio campo que comprende varias actividades. Lo anterior implica un estudio técnico, racional de cada obra, o sea, una plantación completa e integral (métodos de construcción, etc.) que deja completamente fuera de la improvisación.

El objeto de este trabajo es mostrar la programación básica, que a nuestro criterio necesita una obra de Ingeniería Civil. Se ha señalado las pautas y pasos mínimos, sin entrar en la totalidad de los detalles, pues el objetivo es señalar la estrategia de una programación de este tipo.

En este trabajo nos referimos a los lineamientos generales (estrategia de obra), pues los particulares si bien deben ser definidos previamente, es normal que cambien pues siempre surgen imponderables que obligan a adaptarlos a la realidad. Algunas consideraciones básicas son las siguientes:

- **TIEMPOS.** Al fijar el plazo necesario para la ejecución de una parte de una construcción hay que tener primero en cuenta que la instalación de los medios auxiliares (plazo de entrega, transporte y montaje de la maquinaria, caminos de acceso, etc.), exige un cierto tiempo que se debe descontar del plazo del que se disponga.
- **RENDIMIENTOS.** Al establecer el programa de ejecución es importante determinar con exactitud el rendimiento medio real que puede esperarse tanto de los obreros como de las máquinas.

Para fijar el rendimiento diario debe tenerse en cuenta que las circunstancias especiales del lugar pueden influir mucho sobre el trabajo de las instalaciones mecánicas y de las máquinas.



## ***Capítulo VI:***

# ***Conclusiones y Recomendaciones***

### 6.3 CONCLUSIONES

- 1) Uno de los factores que tienen mayor influencia en el desarrollo de las zonas rurales, es el acceso a una infraestructura vial adecuada, por lo que el mejoramiento de los caminos rurales; incluye las obras de paso como de suma importancia para mejorar la calidad de vida de dichas zonas.
- 2) En el Diseño de Estructuras de Concreto, generalmente conviene realizar un estudio preliminar de las características particulares del proyecto; y con esta base decidir cual tipo de construcción es más conveniente: sí de Concreto Armado, o de Concreto Presforzado.
- 3) El empleo del concreto Presforzado para la construcción de puentes, es una solución apropiada para reducir los costos en la ejecución de obras de infraestructura; proporciona los recursos técnicos que el diseñador y el constructor profesional demandan en la actualidad. Resuelve más satisfactoriamente los problemas de funcionamiento, estética y seguridad en la construcción. Beneficios que comparativamente supera cualquier expectativa de concreto armado IN-SITU.
- 4) Las Especificaciones de las Normas AASHTO establecen que para el análisis de carga debe utilizarse, camión tipo o carril de carga, el que produzca los mayores esfuerzos; es de notar que para elementos

simplemente apoyados el carril de carga gobierna el diseño a medida que la longitud del claro aumenta.

A pesar de que la AASHTO define el camión y el carril de carga, no explica claramente la forma en que éstos deben ser aplicados ni como analizar la viga exterior u otros tópicos diferentes que son tratados superficialmente.

- 5) En el presente trabajo se ha tratado de cumplir con todos los requisitos que establece la AASHTO para el diseño de barandales, pero se ha observado que los barandales empleados en el medio no satisfacen tales recomendaciones; es el caso de barandales con un solo elemento horizontal o con dimensiones reducidas. Aunque en ciertas situaciones debe ser necesario cumplir con los requisitos de la AASHTO considerando la importancia de la carretera y la ubicación del puente. Podría permitirse el uso de barandales que no se apeguen completamente a las especificaciones pero que sean más concordantes con las necesidades reales.
- 6) En el ramo de la construcción, se entiende por programar el establecer con anticipación cómo, en que tiempo y a qué costo se ejecutará una obra; por tanto comprender que en la construcción la actividad con prioridad es la de programar y que, sin haberla hecho previamente, cualquier otra carecerá de

bases firmes, como en principio, programar es expresar dentro de qué límites de tiempo debe ejecutarse algo, el tiempo es siempre una de las dos variables que se expresan en las gráficas de control, usualmente conocidas como programas, y dentro de ciertos límites, " A menor tiempo, menos corto". De ahí la importancia de reducir esta variable.

- 7) Los resultados máximos obtenidos del análisis lineal por medio del programa de análisis estructural Sap2000, en los elementos tales como Losas, Vigas, Diafragma y Pilas son los siguientes:

*Losas:* los esfuerzos a flexión máximas se encuentran en los elementos adyacentes a juntas que unen las losas con los cabezales

*Vigas:* los momentos y cortante máximos ocurren en las vigas exteriores debido a que éstas soportan un voladizo de 1.25 mt de longitud (acera).

*Diafragmas:* las reacciones máximas internas ocurren en los que se encuentran cercano a los cabezales.

*Pilas:* en éstas los esfuerzos máximos se concentran en las uniones de zapata-columnas

- 10) La estructura se analizó con 50 modos de vibración en donde la participación de la masa fue de 94%, 94.4%, y 76% para las reacciones x, y, z; respectivamente, esto indica que los resultados originados por los efectos inerciales en las direcciones transversal y longitudinal son representativos.

De los grupos de combinaciones de carga de las normas AASHTO que muestra en la tabla 3.22.1A, la combinación que rige el diseño o el grupo más desfavorable fue el grupo VII, la cual involucra la carga por sismo, muerta y por flujo, y dependiendo de las combinaciones propias del diseño otros grupos diferentes podrían estar gobernando el diseño.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- 1) En nuestro medio, las fallas de los puentes no han sido debido a errores estructurales sino mas bien a la falta de proyecciones, principalmente la dinámica de los ríos o los problemas de cimentaciones y protección de las mismas; por tanto debido a la falta de información en la elaboración del trabajo se recomienda hacer los estudios de suelos necesarios para poder comparar los valores propios del lugar con los supuestos en el calculo de cimentaciones y hacer las modificaciones que sean necesarias.
- 2) Las características geométricas del puente dependen del tipo de camino en el cual se proyecta su construcción, para caminos rurales el ancho del puente es de 5 metros y el ancho de rodaje es de 3.05 mts; para otro tipo de caminos, se recomienda informarse en la Dirección General de Caminos, con el objetivo de considerarlo en el diseño del puente.
- 3) Debido a la acción de la corriente del río, es necesario realizar un estudio minucioso de las propiedades hidrológicas de dicho fenómeno para minimizar los efectos producidos sobre los estribos; por lo que se recomienda analizar la posibilidad de diseñar aletones para modificar la dirección del río.

- 4) En el caso de que se lleve a cabo la construcción del puente se recomienda que los puntos de apoyo de las vigas sobre los estribos y los cabezales estén correctamente alineados y nivelados con una aproximación al milímetro, y seguidamente se construya platillos de apoyo con superficie plana donde se colocará la placa de apoyo (placa de neopreno) la cual sustentará a la viga en su posición definitiva.
  
- 5) Es recomendable emplear por lo menos tres registros de movimiento sísmico (acelerogramas), para el análisis sísmico del puente, estos deben ser tomados de registros de la zona donde se emplazará el puente.

En el calculo de respuesta estructural del puente se debe considerar el análisis de iteración de suelo-estructura, para investigar la influencia de las condiciones locales del suelo, que soportará al puente en consideración.

- 6) Aunque en el presente documento se incluyen todas las partidas con los desgloses necesarios para la adquisición de materiales; se recomienda realizar un análisis de costos de mano de obra y herramientas para completar el presupuesto.

## ***Capítulo VII:***

### ***Bibliografía***

## BIBLIOGRAFIA

- Prediagnosticos Municipales. Secretaria de Reconstrucción Nacional (SRN) ano 1995.
- Trabajo de Graduación: Manual de Fundaciones de las Estructuras según tipo de Suelos y condiciones del terreno; de Aguirre Ramirez y Gil Oswaldo.
- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89)
- American Association of State Highway and Transportation Official AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, (Estados Unidos: Washington, 1996).
- Bommer, Julian Sismología para Ingenieros, Papeles Técnicos UCA, Serie Fundamentos F93001, Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas, San Salvador, El Salvador, 1994
- Nilson Arthur H., Design of Prestressed Concrete, (Estados Unidos: Editorial John Wiley & Sons, 1982).
- Guia para el Diseno de Puentes de Concreto Reforzado en Caminos Vecinales y Rurales. Presentada por:  
Jaime Perla Palacios  
Jean Corie Catan Rodriguez  
Oscar Mauricio Rodriguez Alvarez  
Ano 1998
- Ven Te Chow, Hidrologia Aplicada (Editorial McGraw Hill, 1994)

- Singer F.L. and Andrew Pytel, Resistencia de Materiales. (Mexico: Editorial Harla, 1982)
- Geologia Aplicada a la Ingenieria Civil, capitulo 24 Legget-Karrocco. Editorial McGraw Hill
- Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hidricos, documento basico N° 12 Volumen 1 y 2.
- Manual de Diseno Estructural, roberto Meli Piralla.
- Manual del Ingeniero Civil, Frederick S. Merritt.
- Propuesta de Diseno del Puente San Juan sobre el Rio El Sauce.  
Presentado por:  
Roberto Alexander Bonilla Velasquez.  
Ano 1997
- Programacion de Obras de Ingenieria Civil, realizado por: Deborah Ivette Contreras Amaya.  
Universidad de las Americas, A. C.  
Mexico, Ano 1985.

# ANEXOS