



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DISEÑO DE PUENTES**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA**

**POR**

**ERNESTO SALVADOR GUZMAN ESCOBAR**

**AL CONFERIRSELE EL TITULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**GUATEMALA AGOSTO DE 1997**

**PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central**

**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece  
la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala,  
presento a su consideración el trabajo de tesis titulado:

**DISEÑO DE PUENTES**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de  
Ingeniería Civil con fecha julio de 1996

**ERNESTO SALVADOR GUZMAN ESCOBAR**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA**



**FACULTAD DE INGENIERIA**

**MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA**

<b>DECANO:</b>	<b>Ing. Herbert René Miranda Barrios</b>
<b>VOCAL PRIMERO:</b>	<b>Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra</b>
<b>VOCAL SEGUNDO:</b>	<b>Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano</b>
<b>VOCAL TERCERO:</b>	<b>Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez</b>
<b>VOCAL CUARTO:</b>	<b>Br. Victor Rafael Lobos Aldana</b>
<b>VOCAL QUINTO:</b>	<b>Br. Wagner Gustavo López Caceres</b>
<b>SECRETARIO:</b>	<b>Ing. Gilda Marina Castellanos Baiza de Illescas</b>

**TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

<b>DECANO:</b>	<b>Ing. Julio Ismael González Podszueck</b>
<b>EXAMINADOR:</b>	<b>Ing. Edgar Vinicio Quiñonez de la Cruz</b>
<b>EXAMINADOR:</b>	<b>Ing. Elvia Miriam Ruballos Samayoa de la Rosa</b>
<b>EXAMINADOR:</b>	<b>Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno</b>
<b>SECRETARIO:</b>	<b>Ing. Francisco Javier González López</b>

Guatemala, 4 de julio de 1997

Ingeniero  
Ricardo A. Ibarra M.  
Jefe del Departamento de Estructuras  
de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
U S A C.

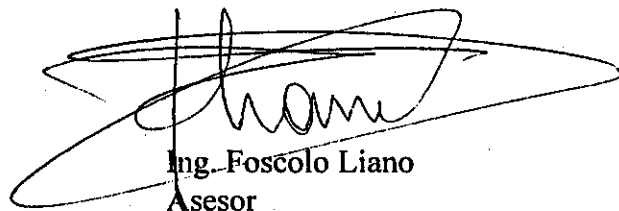
Estimado Ing. Ibarra:

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado y supervisado el trabajo de tesis titulado Diseño de puentes, elaborado por el estudiante Ernesto Salvador Guzman Escobar.

Después de unos meses de trabajo considero que la información que esta tesis contiene ha sido revisada lo suficiente para ser presentada a la Escuela como tesis de graduación.

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente,



Ing. Foscolo Liano  
Asesor

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, julio 23 de 1997

Ingeniero  
Jack Douglas Ibarra,  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil,  
Facultad de Ingeniería,  
U S A C.

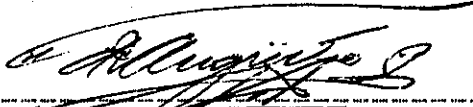
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado Diseño de Puentes, elaborado por el estudiante universitario Ernesto Salvador Guzmán Escobar, y asesorado por el ingeniero Fóscolo Liano Quezada.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,

  
-----  
Ing. Ricardo A. Ibarra M.  
Coordinador Area de Estructuras

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Foscolo Liano Quezada y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Ernesto Salvador Guzmán Escobar, titulado DISEÑO DE PUENTES, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, agosto de 1,997.

JDIS/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **DISEÑO DE PUENTES**, del estudiante Ernesto Salvador Guzmán Escobar, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO

Guatemala, agosto de 1,997

/bbdeb.

## **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS** Guía en mi camino, fuente de consuelo e inspiración en el curso de mi vida.

Al Ingeniero Fóscolo Liano Quezada por la asesoría brindada en la elaboración de este trabajo de tesis.

A todos los que de alguna u otra manera hicieron posible este trabajo de tesis.



## **ACTO QUE DEDICO A:**

**MI PATRIA**

Tierra llena de futuro y bendiciones

**MIS ABUELOS**

En especial a mi abuelita Ana por sus sabios consejos y gran amor.

**MIS PADRES**

**Victor Guzmán**

Eternamente agradecido por su apoyo. gracias madre por tu ejemplo de fe y valor, éste ha inspirado profundamente mi vida.

**MIS HERMANOS**

**Ana Emilia**

**Hugo Antonio**

**Luis Ricardo**

**Ada Elizabeth**

Por sus consejos, muestras de amor y por haber creído en mí, que Dios les bendiga siempre con paz y felicidad

**MIS TIOS**

En especial a la Familia Recinos Enriquez

**AMIGOS**

Con aprecio

**La Facultad de Ingeniería y a la  
Universidad de San Carlos de  
Guatemala**

Con gratitud y respeto

## INDICE

	Página
Indice de figuras.....	I
Glosario.....	III
Listado de Símbolos .....	IV
INTRODUCCION .....	1
CAPITULO I	
1. Definición y lineamientos Generales .....	2
1.1 Definición .....	2
1.2 Funciones de los puentes .....	3
1.3 Principio estructural .....	4
1.4 Clasificación de los puentes .....	5
CAPITULO II	
2. Puentes de madera, acero y concreto .....	10
2.1 Puentes de madera .....	10
2.2 Puentes de acero .....	14
2.3 Puentes de concreto .....	18
CAPITULO III	
3. Localización de un puente .....	20
CAPITULO IV	
4. Bóvedas .....	22
4.2 Copantes .....	25
4.3 Vadenes .....	25
CAPITULO V	
5.1 Cargas de diseño .....	26
5.2 Carga muerta .....	26
5.3 Carga viva .....	26
5.4 Carga de impacto .....	27
5.5 Fuerza longitudinal o de frenado .....	28
5.6 Fuerzas centrífugas .....	28
5.7 Banquetas .....	28
5.8 Bordillos .....	28
5.9 Fuerzas de viento .....	28
5.10 Fuerzas térmicas .....	29
5.11 Fuerzas de corriente de agua .....	29
5.12 Presión lateral de tierra .....	30
5.13 Fuerzas de sismo .....	30
5.14 Etapas de carga .....	31

<b>CAPITULO VI</b>	
6. Análisis estructural .....	31
6.1 Líneas de influencia .....	31
6.2 Comportamiento estructural .....	32
6.3 Miembros a tensión .....	32
6.4 Miembros a compresión .....	33
6.5 Pandeo elástico .....	33
6.6 Pandeo inelástico .....	33
6.7 Miembros a flexión .....	33
6.8 Torsión .....	34
6.9 Ductilidad en el concreto (vigas-columnas) .....	34
 <b>CAPITULO VII</b>	
7. Ejemplo del diseño de un puente de concreto .....	35
7.1 Diseño de superestructura .....	36
7.2 Diseño de la losa .....	37
7.3 Esquemas .....	40
7.4 Carga muerta .....	42
7.5 Carga viva .....	42
7.6 Diseño de diafragma .....	44
7.7 Diseño de vigas .....	47
7.8 Estribos .....	58
7.9 Ejemplo de diseño de estribo .....	64
7.10 Diseño de viga de apoyo .....	69
 <b>CAPITULO VIII</b>	
8. Detalles especiales de diseño .....	73
8.1 Conexiones .....	73
8.2 Tipos de conexiones .....	73
8.3 Encogimiento .....	73
8.4 Fallas .....	74
 <b>CAPITULO IX</b>	
9. Métodos constructivos .....	76
9.1 Concreto preesforzado .....	76
9.2 Plancamiento y decisión del puente .....	77
9.3 Altura de la estructura .....	79
9.4 Crecientes .....	79
9.5 Velocidades .....	79
9.6 Socavaciones .....	80
9.7 Riesgo sísmico .....	80
Conclusiones .....	82
Recomendaciones .....	82
Bibliografía .....	84

## INDICE DE FIGURAS

### No. FIGURA

1	Planta de un puente .....	2
2	Sección longitudinal de puente .....	2
3	Sección transversal de puente .....	3
4	Tipos de puentes .....	4
5	Tipos de secciones de puentes.....	5
6	Vigas simplemente apoyadas.....	5
7	Estructura tipo arco.....	6
8	Puente colgante.....	6
9	Cable estabilizado.....	7
10	Armadura.....	7
11	Puente según posición del piso.....	8
12	Normal o esviado.....	8
13	Claro de puente.....	9
14	Tipos de anclaje.....	16-17
15	Puentes de concreto.....	18
16	Tipos de puentes de concreto.....	19
17	Bóveda.....	22
18	Etapas de carga.....	31
19	Sección de puente.....	36
20	Luz de losa.....	37
21	Sección de losa.....	37
22	Sección de viga.....	38
23	Esquema de puente.....	39
24	Esquema de losa entre vigas.....	40
25	Pasamanos.....	40
26	Sección de losa en voladizo .....	41
27	Aplicación de carga axial .....	43
28	a) Sección transversal de diafragma.....	44
	b) Sección longitudinal de diafragma.....	44
29	Sección de viga.....	45
30	a) Diagrama interior.....	46
	b) Diagrama exterior.....	46
31	Sección transversal de puente.....	47
32	Diagrama de cuerpo libre de viga exterior.....	48
33	Diagrama de cuerpo libre de viga interior .....	49
34	Diagrama de cuerpo libre .....	49
35	Diagrama de cuerpo libre de carga viva.....	50
36	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta en viga interior.....	51
37	Diagrama de cuerpo libre de carga viva en viga interior.....	51
38	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta en viga exterior.....	52
39	Diagrama de cuerpo libre de carga viva en viga exterior.....	52

40	a) Diagrama de carga muerta en viga exterior.....	53
	b) Diagrama de carga viva en viga interior.....	53
41	Sección de viga.....	54
42	Líneas de influencia.....	55
43	Detalle de armado.....	56
44	Anclaje de viga.....	57
45	Detalle de juntas.....	57
46	Isométrico de estribo.....	58
47	Tipos de estribos.....	59
48	Estribo de marco rígido.....	60
49	a) Diagrama de carga por sismo.....	61
	b) Diagrama de carga muerta.....	61
	c) Diagrama de carga viva.....	61
50	Diagrama de envolvente.....	62
51	Corte combinado con torsión.....	62
52	Sección de columna.....	63
53	Secciones.....	64
54	Cortina.....	64
55	Reacciones.....	65
56	Fuerza longitudinal.....	66
57	Combinación de cargas.....	67
58	Esquema de armado.....	69
59	Diseño de viga de apoyo.....	69
60	a) Planta del ala.....	70
	b) Perfil del ala.....	70
61	Reacciones.....	70
62	Esquema de refuerzo.....	71
63	Esquema de viga de apoyo sobre muro ciclópeo.....	72
64	Luz del puente.....	77
65	Sección de puente.....	79
66	Movimiento de puente debido a la fuerza de sismo.....	80

## LISTA DE SIMBOLOGIA

D	= Carga muerta
L	= Carga viva
I	= Carga viva de impacto
E	= Presión de tierra
B	= Flotación
W	= Carga de viento
WL	= Carga viva de viento
LF	= Fuerza longitudinal de frenado
CF	= Fuerza centrífuga
F	= Fuerza longitudinal de fricción y corte
S	= Encogimiento
T	= Temperatura
EQ	= Sismo
SF	= Presión de corriente de agua
R	= Acortamiento
B	= Angulo de inclinación de terreno
Kp	= Coeficiente de empuje pasivo
Ka	= Coeficiente de empuje activo
H	= Altura
M.máx	= Momento máximo

# INTRODUCCION

Antiguamente el punto de cruce mínimo en un río era escogido para la construcción del puente. En la actualidad se sigue el sistema de analizar las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para escoger el lugar más adecuado para construir un puente. Todo el tiempo, esfuerzo y esmero que se dediquen al análisis de las condiciones indicadas serán de gran beneficio. Técnicamente, conviene que un sitio de cruce tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado para resistir los esfuerzos a que vaya a estar sometido.

Es necesario tomar en cuenta a la hora de diseñar una estructura para puente, cada una de las especificaciones que existen para la construcción de puentes, esto para que no sucedan fallas en la estructura del mismo, así como para que su vida útil sea óptima.

Esta tesis tiene como objeto presentar una guía práctica para el diseño de puentes, así como información respecto a lo relacionado con la construcción de los mismos, para lo cual se incluyen ejemplos prácticos del diseño de puentes, especificaciones que deben cumplirse, recomendaciones, conclusiones, así como algunas consideraciones necesarias para efectuar un diseño adecuado de las estructuras.

# CAPITULO I

## 1. DEFINICION Y LINEAMIENTOS GENERALES

### 1.1 DEFINICIÓN:

Puente es una estructura que permite pasar el tráfico a través de cualquier interrupción al trazo de una carretera tal como un río, un cañón, un barranco u otra línea de tráfico. La estructura de un puente se puede dividir en dos partes a saber: Superestructura y Subestructura.

La subestructura está compuesta por los elementos que soportan el puente tales como estribos y pilas; por su parte la superestructura está compuesta por el piso y la estructura que a la vez soporta el piso.

Estructuralmente funciona de manera que el piso recibe la carga viva que pasa sobre el puente y la transmite a las vigas principales que están apoyadas en los estribos y pilas; éstos a su vez reciben la carga muerta por peso propio de los elementos del puente, transmitiendo la carga total a los cimientos, los cuales transmiten finalmente la carga al suelo.

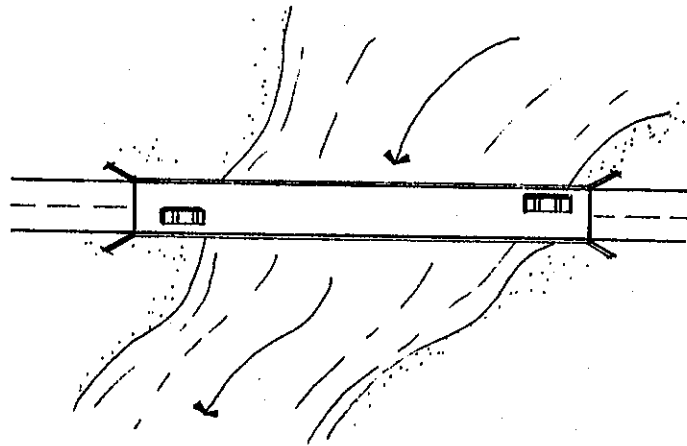


fig. 1 PLANTA DE UN PUENTE

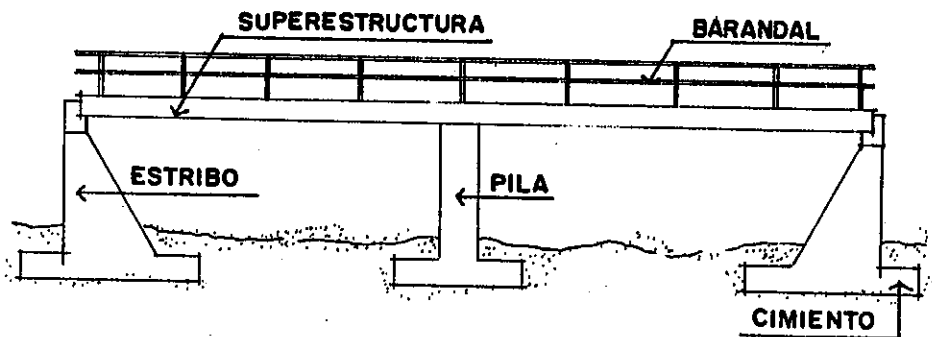


fig. 2 SECCION LONGITUDINAL



Las vigas principales están interconectadas por breizas horizontales y verticales o diafragmas según el caso, siendo la parte de la estructura que absorbe las fuerzas laterales de viento y sismo.

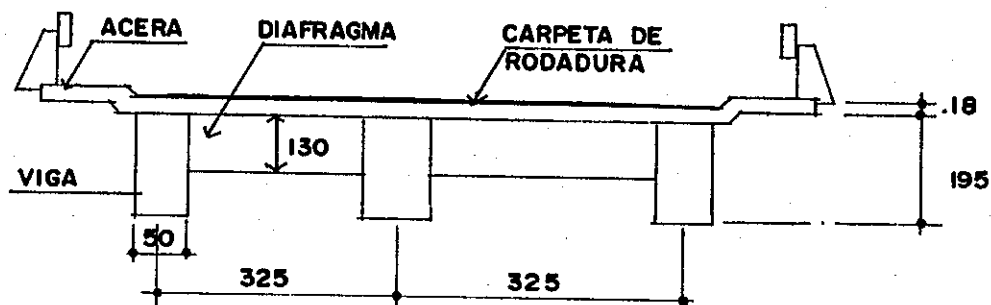


fig. 3 SECCION TRANSVERSAL

## 1.2 FUNCIONES DE LOS PUENTES:

Los puentes deben ser construidos para que llenen las siguientes condiciones:

### 1.2.1.- SEGURIDAD:

Todo puente debe tener suficiente resistencia, rigidez, durabilidad y estabilidad, de modo que resista cualquier fuerza que actúe sobre ellos durante su vida útil.

### 1.2.2.- SERVICIO:

Los puentes deben funcionar como parte de las carreteras sin afectar el confort de sus usuarios.

### 1.2.3.- ECONOMÍA:

Deben ser construidos económicamente tomando en cuenta su mantenimiento después que sean puestos en uso.

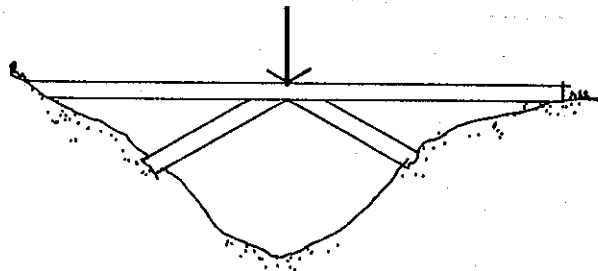
#### 1.2.4.- APARIENCIA:

El aspecto de los puentes debe conjugar con el medio ambiente que los rodea.

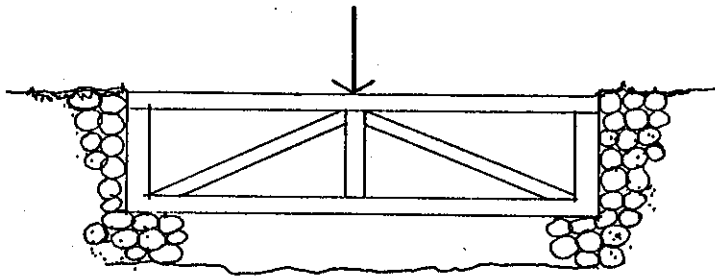
#### 1.3 PRINCIPIO ESTRUCTURAL:

Un puente es una estructura que debe ser diseñada para soportar una carga móvil que pasa sobre el. La magnitud de la carga dependerá del tipo de carretera donde se sitúe el puente, o para la función que se pretenda con el mismo. Tal el caso que un puente debe ser diseñado con vigas, armaduras, arcos o cables; tratando de encontrar la mejor solución para cada caso.

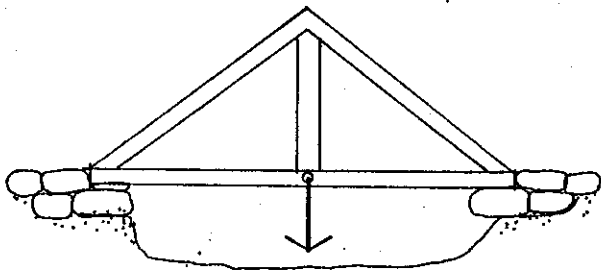
fig. 4 TIPOS DE PUENTES



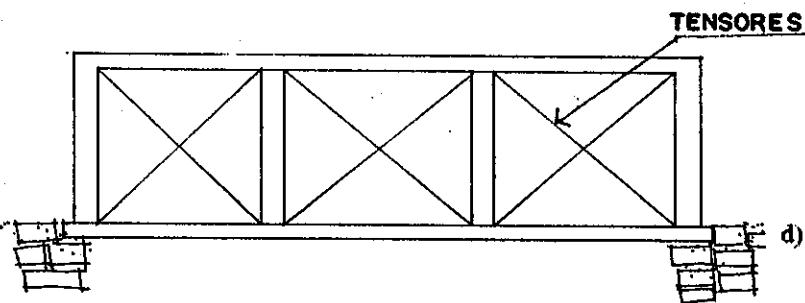
a) VIGAS



b) ARMADURAS



c) ARCOS



d) ARMADURA PRATT.

## 1.4 CLASIFICACION DE LOS PUENTES:

### 1.4.1.- SEGUN SU FUNCION

- a) **CARRETERA:** Se diseñará para las cargas especificadas por la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), dependiendo del tipo de carretera donde se sitúe.
- b) **TREN:** Se diseñará para un tren de carga con el peso especificado por el código correspondiente.
- c) **PEATONAL:** Tomando la carga especificada para peatones por la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y que funciona específicamente como una pasarela.
- d) **TUBERIAS:** En éste caso se deberá ser muy cuidadoso con los fenómenos hidráulicos de un conductor de agua, como el golpe de ariete.

### 1.4.2.- SEGUN LA SECCION DEL PUENTE

- a) **VIGAS:** Simples o cajones.

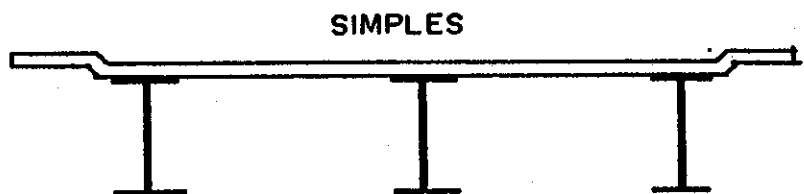


fig. 5 (a)

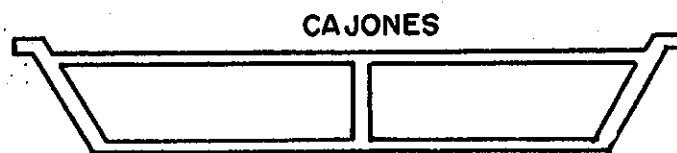
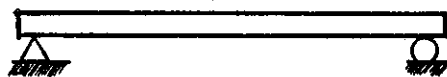


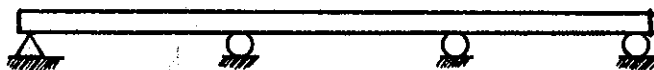
fig. 5 (b)

### 1.4.3.- SEGUN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

- a) **VIGAS:** Simplemente apoyadas.



SIMPLE



CONTINUA

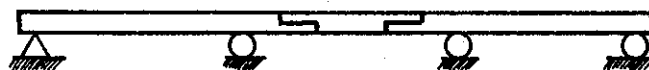


fig. 6

b) ARCOS:

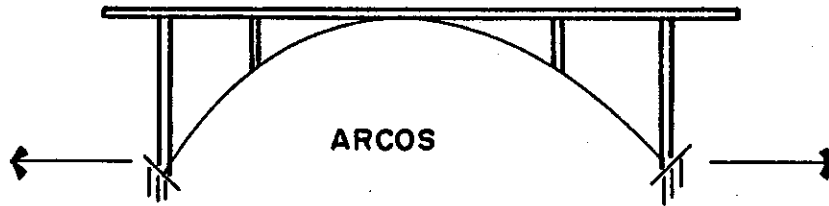


fig. 7

c) COLGANTES:

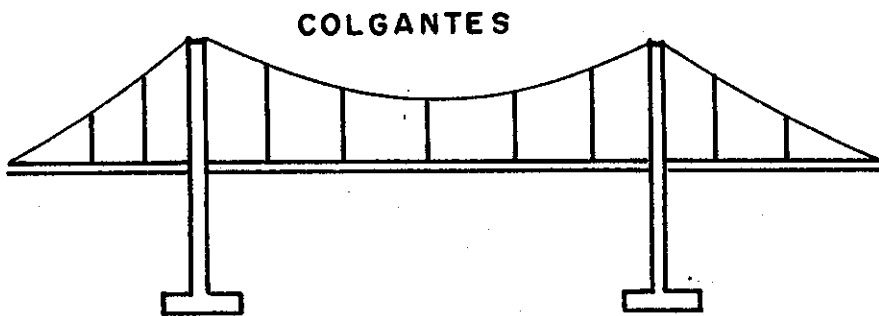


fig. 8

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

d) CABLE ESTABILIZADO:

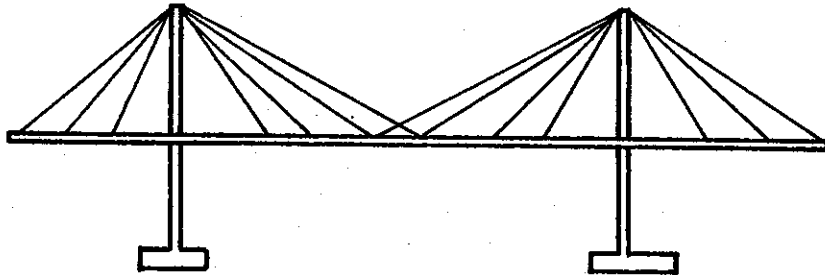


fig. 9

e) ARMADURA:

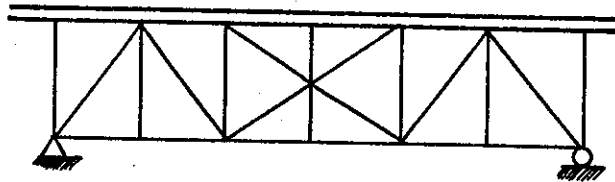
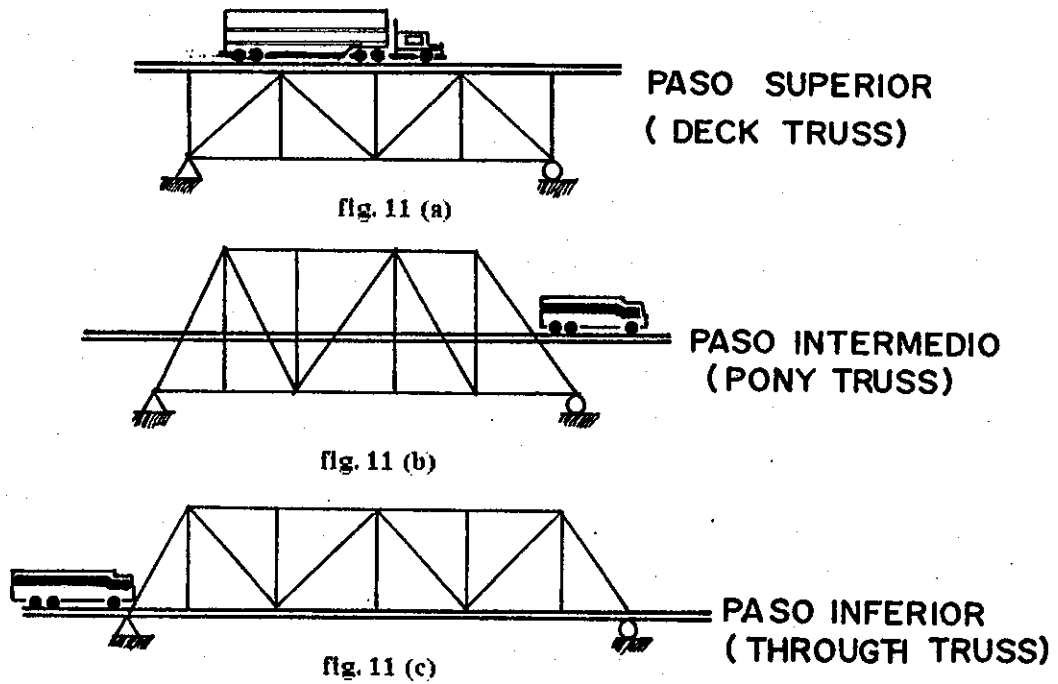
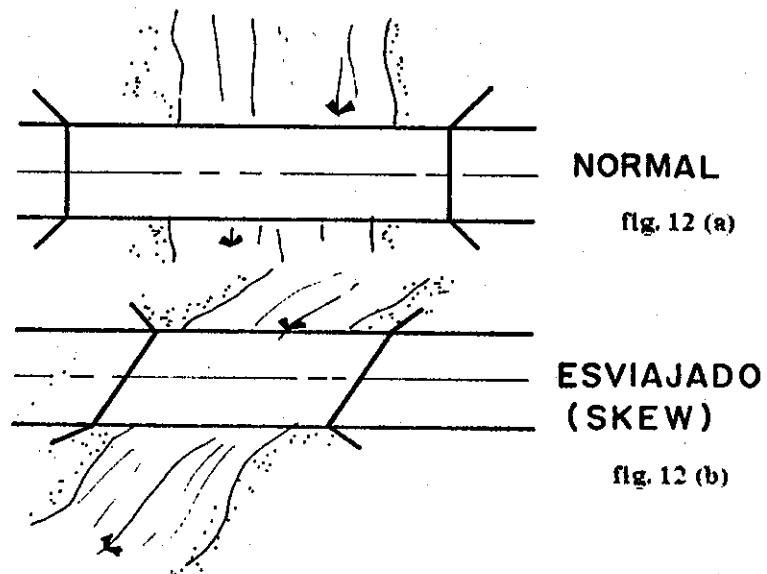


fig. 10

#### 1.4.4.- SEGUN LA POSICION DEL PISO DEL PUENTE



#### 1.4.5.- SEGUN EL ANGULO ENTRE EL PUENTE Y LOS ESTRIBOS



#### 1.4.6.- SEGUN LA DURACION DEL PUENTE

- a) PERMANENTE: Diseñado para una vida útil de por lo menos 30 años
- b) TEMPORAL: Diseñado para dar paso temporalmente mientras se construye uno permanente. El tipo Bailey es el más comúnmente usado.

#### 1.4.7.- SEGUN EL CLARO DEL PUENTE



fig. 13

- a) corto (hasta 15 mts.)
- b) moderado (de 15 a 30 mts.)
- c) largo ( de 30 a 300 mts.)
- d) muy largo ( de 300 mts. en adelante)

Esto definirá el tipo de puente a emplear.

#### 1.4.8.- SEGUN EL MATERIAL

- a) madera
- b) concreto
- c) acero
- d) híbrido

## **CAPITULO II**

### **2. PUENTES DE MADERA, ACERO Y CONCRETO**

#### **2.1 PUENTES DE MADERA**

Históricamente los puentes de madera fueron los primeros utilizados por la humanidad. El tipo más simple de puentes de madera consiste en elementos simplemente soportados, sobre los cuales se colocan piezas de madera una junto a otra formando el tablero. Normalmente una superficie de protección se coloca sobre el piso de madera para protegerlo de la abrasión producida por las ruedas de los vehículos, Esta capa protectora generalmente es de asfalto o de concreto.

##### **2.1.1.- SUPERESTRUCTURAS**

Las superestructuras de madera se pueden clasificar en cuatro tipos: caballetes, vigas, armaduras y arcos.

Para el diseño de puentes de madera para carreteras generalmente se utilizan las recomendaciones de la American Association State Highway and Transportatios Officials (AASHTO), en su capítulo 13.

##### **2.1.2.- PUENTES SOBRE CABALLETES**

Este es probablemente el tipo más simple de puente de madera y consiste en largueros apoyados sobre pilotes, que a la vez sirven de cimientto y columna. Los largueros son diseñados como vigas simplemente apoyadas bajo las cargas recomendadas por la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y el espaciamiento es determinado por la luz y las condiciones de carga. Al final de los largueros se colocan diafragmas, lo mismo que en el punto medio de la luz y si es el caso en los puntos tercios. Un caso particular de este tipo de puentes es cuando los largueros se unen uno al lado de otro, encolados y clavados, formando un piso laminado, sobre el cual se coloca la superficie de desgaste o incluso se puede colocar una losa de concreto y aprovechar el funcionamiento en acción compuesta. En este último caso el tablero del puente está constituido por los propios largueros, de no ser así, el tablero generalmente está compuesto por piezas de madera colocadas una junto a la otra, ubicada en dirección perpendicular al tráfico y sobre ellas la capa protectora de asfalto o concreto. Los puentes de caballetes son económicos en luces de 4 a 8.5 mts.

##### **2.1.3.- PUENTES DE VIGAS**

Los puentes de vigas consisten en vigas laminadas y encoladas o vigas de madera sólida sobre las cuales se coloca el tablero del puente, pudiéndose usar este tipo de puentes en aquellos casos donde no es práctico el uso de caballetes o donde no es deseable el uso de armaduras. Las vigas son una solución usada en claros de 7.5 a 22.5 mts.



#### 2.1.4.- PUENTES DE ARMADURAS

Los puentes de madera a base de armaduras pueden ser de dos tipos: puentes de armadura de paso superior, en que las armaduras están bajo el tablero del puente, y puentes de armadura de paso inferior, en que el tablero del puente se apoya sobre dos armaduras laterales paralelas. El uso de armaduras de paso inferior puede estar limitada por la necesidad de espacio bajo el puente. En ambos casos las armaduras pueden ser de forma constante con las cuerdas paralelas o con peralte variable, siendo esta última la solución más económica usualmente. La subestructura de los puentes de armadura son similares a las descritas para otros puentes, sin embargo, dado que las cargas son mayores y están ubicadas en los extremos de la armadura, deberá proporcionarse un mejor sistema de arriostramiento a las pilas y bastiones. Para claros grandes podrán usarse subestructuras de madera, piedra o concreto reforzado.

El diseño de la cercha está determinado por el espaciamiento económico de las vigas de piso, el mínimo número de juntas y las longitudes comerciales de la madera. El diseño de las uniones de las cerchas es sumamente importante debiéndose diseñar para eliminar o minimizar la posibilidad de acumulación de humedad. En la práctica se han construido armaduras de hasta 35 mts de longitud.

#### 2.1.5 PUENTES DE ARCO

Cuando las condiciones del sitio son tales que se requiere una altura considerable desde la fundación hasta la rasante de la vía o se requiere salvar un claro relativamente largo, un puente de arco puede ser económico por la eliminación de la subestructura, pudiendo ser de dos goznes para claros cortos y de tres goznes para claros largos.

#### 2.1.6 TABLEROS DE PUENTE

La selección del tablero para puentes de madera es determinada por la densidad del tráfico y de aspectos económicos. El tablero a base de tablonés se puede usar para tráfico ligero o para puentes temporales. El tablero laminado es apto para usar en condiciones de tráfico pesado. Por su parte el tipo de tablero que utiliza la acción compuesta entre concreto y madera puede ser de dos tipos: vigas T o losa.

En el caso de vigas T, una losa armada de concreto se coloca sobre vigas laminadas o sólidas de madera, las cuales se unen a la losa por medio de conectores metálicos funcionando la sección en acción compuesta, donde la compresión es tomada por el concreto y la tensión por las vigas de madera. Vigas compuestas de este tipo se utilizan generalmente en puentes de tramos simples. Los tableros de losas en acción están formados por tablonés colocados de canto, en el sentido longitudinal, unidos uno a otro y teniendo alturas alternadas con diferencias de 5 cms y sobre las cuales se coloca una losa de concreto. La losa de concreto llena dos funciones: ayuda a llevar las cargas y actúa como una superficie de desgaste sumamente duradera. Para desarrollar esfuerzos cortantes entre el concreto y la madera se colocan unas placas metálicas entre los surcos

longitudinales con clavos grandes clavados en los tablonces más altos, de cada 60 a 120 cm a fin de evitar levantamientos del concreto. Los tableros de losa generalmente se usan en puentes con claros continuos y en puentes de caballetes. La losa de concreto debe tener refuerzo por temperatura y en tramos continuos el acero suficiente para tomar los momentos negativos sobre las pilas.

### 2.1.7 SUBESTRUCTURAS

El tipo de subestructura a utilizar en un puente de madera dependerá fundamentalmente de dos factores: vida útil y longitud del claro.

Los estribos y pilas para este tipo de puentes podrán ser de piedra, concreto masivo, concreto armado y también de madera. La decisión de utilizar una subestructura de madera para puentes de este mismo material estará determinada inicialmente por la longitud de los tramos del puente, ya que no se recomienda el uso de subestructuras de madera para luces mayores a 10 mts; debido al peso de superestructuras y a las cargas del tráfico de vehículos. Para luces menores de 10 mts se podrán utilizar pilas y estribos de madera u otro material, quedando la decisión sujeta a aspectos tales como costo, vida útil y posibilidades de sustitución de la superestructura inicial por otra de diferente material en cuyo caso no es recomendable el uso de la madera.

En adelante se hará una descripción general de las subestructuras de madera.

Los estribos y pilas de madera están constituidos generalmente por pilotes de 30 cms. de diámetro, que son hincados hasta tener una capacidad de trabajo de 20 ton. como mínimo. Los pilotes no solamente funcionan como cimiento, sino que también ya sobre el nivel del terreno funcionan como columnas, pudiendo construirse pilas hasta de 10 metros de alto. Para formar la pila, los pilotes son arriostrados unos a otros por medio de piezas de madera de 7.5 x 20 cms. que son debidamente atornillados a los pilotes. La cantidad de piezas de arriostre dependerá de la altura de la pila, éstas no serán necesarias en el caso de bastiones. Los pilotes ya sea de pilas son rematados con una pieza de 30 x 30 cms. que funciona como cabezal y sirve de apoyo para la superestructura.

### 2.1.8 CARGAS DE DISEÑO PARA PUENTES DE MADERA

A la estructura de un puente deberán aplicársele principalmente cargas debidas a viento, sismo, empuje de tierra, peso propio, impacto y cargas vivas.

En el caso particular de puentes de madera, las cargas de viento y sismo no son determinadas en el diseño de la estructura, ya que la primera es función del área horizontal y la segunda depende del peso propio que es relativamente bajo lo mismo que el área horizontal.

El empuje de tierra se aplicará en el diseño de los estribos cuando éstos actúen como muro de retención. El impacto que representa un porcentaje de la carga viva se aplica

y la segunda depende del peso propio que es relativamente bajo lo mismo que el área horizontal.

El empuje de tierra se aplicará en el diseño de los estribos cuando éstos actúen como muro de retención. El impacto que representa un porcentaje de la carga viva se aplica únicamente a los tableros de acción compuesta, no considerando este efecto en la estructura de madera. En resumen se tiene que las cargas que básicamente determinan el diseño de un puente de madera son las debidas a peso propio y al tráfico de vehículos, esto no significa que se deban obviar las demás.

## 2.2 PUENTES DE ACERO

El acero se usa en la construcción de puentes, especialmente en armaduras de acero, como vigas de apoyo en superestructuras con losa de concreto y en pilotes, empleándose diferentes tipos de piezas tales como: vigas, contravientos, diafragmas, planchas de apoyo o empalme, pernos, remaches, etc.

El acero es un material con bastante ventajas para su diseño y construcción de un puente, ya que tiene una alta resistencia a la tensión y a la compresión relativamente. Se comporta como un material elástico, casi perfecto dentro de los límites normales de trabajo; sus reservas de resistencia van más allá del límite de fluencia, además que el control de calidad en su elaboración garantiza uniformidad en sus propiedades.

### 2.2.1 SUPERESTRUCTURAS DE ACERO

La superestructura de acero está constituida por vigas, armaduras o arcos.

### 2.2.2 PUENTES DE VIGAS

Los puentes de acero más simples consisten en vigas I, roladas o vigas de patín ancho, que soportan el tráfico que se mueve sobre la cubierta de rodamiento o están totalmente integrados a ella. Las vigas roladas también sirven como piezas de puentes y largueros para cubiertas de trabes armadas y puentes de armadura.

Pueden obtenerse reducciones en el peso del acero, pero con mayores costos por concepto de trabajo, añadiendo cubreplacas en el área de momentos máximos, para dar continuidad sobre algunos claros, utilizando la cubierta para una acción combinada de las medidas anteriores.

### 2.2.3 PUENTES DE TRABES ARMADAS

El término trabe se aplica a elementos estructurales con sección transversal en forma I, remachados o soldados a partir de placas y ángulos o de placas únicamente. Las trabes armadas se usan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales: como vigas simples en los estribos o, con extremos en voladizo sobre pilares, vigas continuas o articuladas para claros múltiples; trabes rigidizantes en puentes de arco y puentes colgantes y en puentes del tipo de marco rígido. También sirven como piezas de puente y largueros en esos y en otros sistemas de puentes. En el diseño soldado, las variaciones de la resistencia al momento se obtienen con placas de patín de diferentes espesores, anchos o grados de acero, soldados a tope unas con otras en sucesión.

En el diseño remachado o atornillado, los atiesadores transversales intermedios pueden acodarse en el ángulo del patín, pero los atiesadores de apoyo deben ser rectos. Los remaches o soldaduras que unen atiesadores de apoyo con el alma deben diseñarse para la reacción total del apoyo.

## 2.2.4 PUENTES DE TRABE COMPUESTA

La instalación de conectores al corte diseñados en forma apropiada, entre el patín superior de las vigas o trabes y la cubierta de concreto, permite utilizar ésta como parte del patín superior (cubreplaca equivalente). El aumento que se produce en el peralte efectivo de la sección total y las posibles reducciones en el acero del patín superior, en general, permiten algunos ahorros en acero comparados con la sección de acero compuesta.

## 2.2.5 PUENTES DE ARMADURA

Las armaduras están formadas por elementos rectos en arreglos triangulares. Aún cuando la construcción de tipo armadura se aplica a casi todos los sistemas estáticos, el término se restringe en este artículo a las estructuras de tipo de vigas: claros simples y estructurales continuas y articuladas (en voladizo).

Los puentes de armaduras requieren más trabajo de campo que los de trabes armadas semejantes. Además el mantenimiento de las armaduras es más costoso, debido a la hechura más complicada de los miembros y el difícil acceso a las superficies de acero expuestas. Por estas razones, y como producto de las cambiantes preferencias estéticas, el uso de armaduras está cada vez más restringido a puentes de claro largo, donde el peso es relativamente alta y el consecuente fácil manejo de los miembros individuales sean ventajas decisivas.

Las cubiertas de los puentes carreteros de armadura, en general, son losas de concreto sobre estructuras de acero.

En el diseño de pernos, los elementos están formados por canales o por ángulos y placas que se combinan en secciones abiertas o semiabiertas. Los lados abiertos se arriostran con barras de enlace, placas de sujeción o cubreplacas perforadas. Los elementos soldados de la armadura se hacen de placas.

En la mayoría de las armaduras, los miembros se unen con pernos o soldadura con placas de junta. Como regla, los ejes o las líneas de centros de gravedad de todos los elementos que convergen en una junta, se intersectan en un solo punto.

## 2.2.6 PUENTES COLGANTES

Hasta ahora es el único tipo de puente que puede ser utilizado por claros mayores de 1800 pies y compite con otros sistemas en claros más cortos. El sistema estructural básico consiste de cables principales flexibles (a veces cadenas de argollas) y, suspendido de ellos, trabes o armaduras rigidizantes (denominados en general "vigas de rigidización"), que soportan la estructura de la cubierta. Los carriles de tránsito vehicular se acomodan, por lo general, entre los sistemas principales de soporte. Las banquetas, entre los sistemas principales o en voladizo a ambos lados.

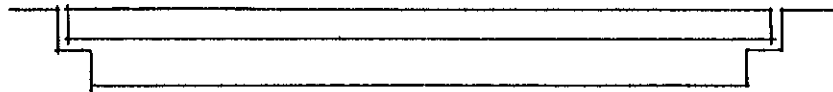
## 2.2.7 VIGAS DE RIGIDIZACION

El propósito de las vigas de rigidización es distribuir las cargas concentradas, reducir las flexiones locales, actuar como cordones del sistema lateral, y asegurar la estabilidad aerodinámica de la estructura. El espaciamiento de las vigas de rigidización está regido por el ancho de la calzada, pero rara vez es menor que  $1/50$  del claro.

Las vigas de rigidización pueden ser de traves armadas, traves de cajas, o armaduras; estas últimas se prefieren por su menor resistencia al viento. En puentes mayores, su peralte es por lo menos de  $1/180$  del claro principal. Las armaduras de rigidización se han construido con diferentes peraltes. Parte del cordón superior puede estar formado por el soporte principal de la cadena de argollas, y las longitudes de tablero deben ser iguales al doble o la mitad del espaciamiento de las piezas de puente, de manera que las diagonales de las armaduras están aproximadamente a 45 grados.

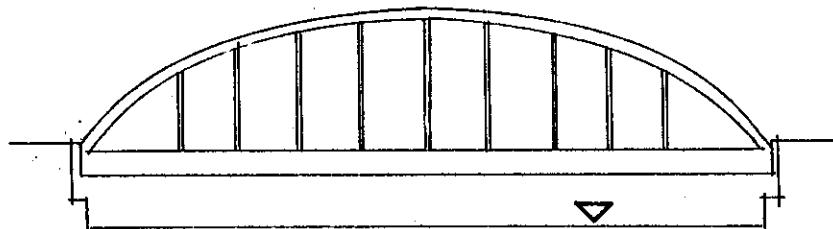
## 2.2.8 ANCLAJES

Los cables principales se anclan en bloques masivos de concreto o, cuando la roca subrasante es capaz de resistir la tensión del cable, en túneles rellenos de concreto. O se conectan los cables principales a los extremos de las travesas rigidizadoras, que estarán entonces sujetas a compresión longitudinal, igual a componente horizontal de la tensión del cable.



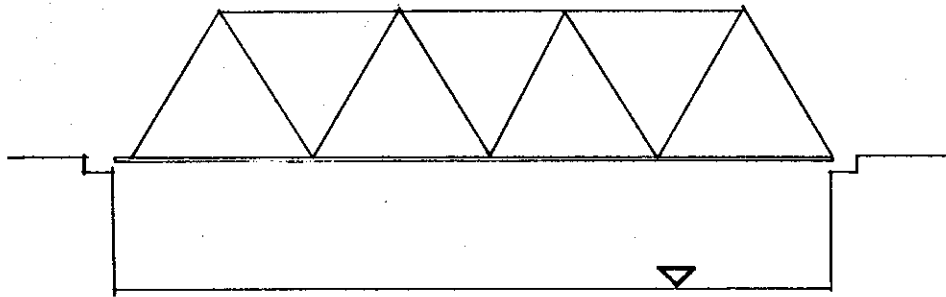
PUENTE DE LOSA

fig. 14(a)

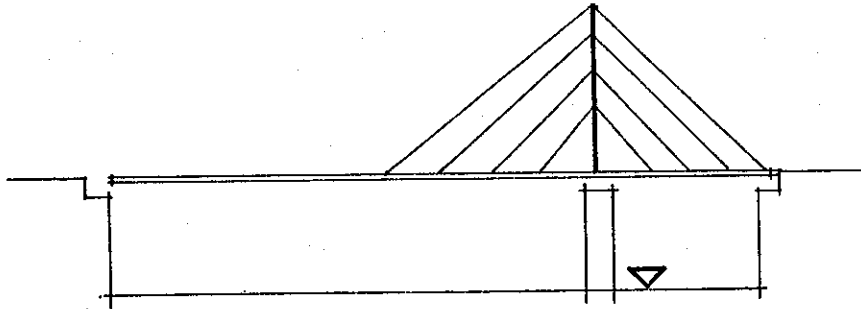


PUENTE DE ARCO

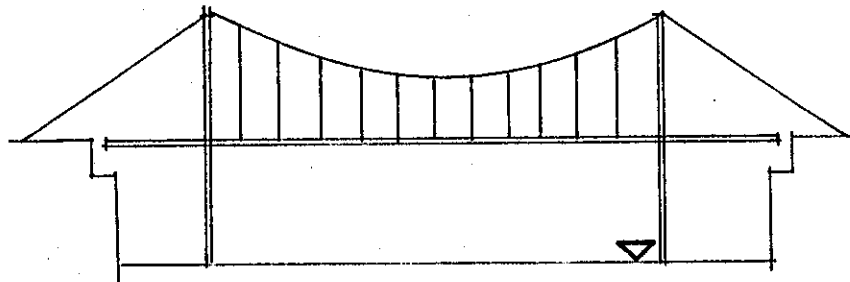
fig. 14(b)



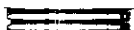
PUENTES DE ARMADURA  
fig. 14(c)



PUENTE DE CABLES  
fig. 14 (d)



PUENTE COLGANTE  
fig. 14(c)



## 2.3 PUENTES DE CONCRETO

Las características principales de estos puentes son: durabilidad, mínimo mantenimiento y aspecto. El puente de concreto reforzado se emplea para luces relativamente cortas y de preesforzado para luces mayores, compitiendo con el acero.

En el caso del concreto reforzado las vigas se analiza como tradicionalmente se hace o sea, chequeando si funcionan como T. En el caso del concreto preesforzado se aplican los conceptos fundamentales del caso.

El concreto es un material estructural que se obtiene por medio de la mezcla proporcionada de cemento, agregados minerales de diversos tamaños y agua. Entonces, concreto reforzado es aquel concreto que contiene varillas de acero o algún otro tipo de refuerzo, de forma tal que concreto y refuerzo trabajan juntos para resistir las fuerzas a las que son sometidos.

La razón de usar el concreto reforzado es la siguiente: el concreto es un material que resiste esfuerzos de compresión altos, pero los esfuerzos de tracción que puede resistir son relativamente pequeños (esfuerzos de compresión son fuerzas internas que tratan de comprimir el material cuando es sometido a una carga), al igual en el caso de tensión y esfuerzos de tracción, de manera que combinando los dos materiales en forma adecuada, se obtiene el concreto reforzado, el cual resiste muy bien los dos tipos de esfuerzos.

El tipo de carga que se presenta en este tipo de puentes son: de corte, momento o axial. En el ejemplo se dará un mejor enfoque de este tema.



**CONCRETO REFORZADO**

fig. 15 (a)



**CONCRETO PREESFORZADO  
VIGA I**

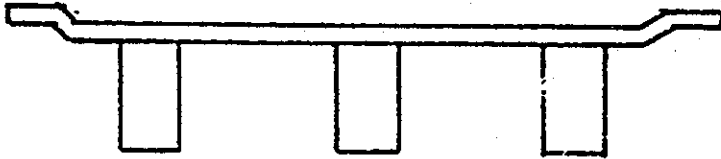
fig. 15 (b)



**CONCRETO PREESFORZADO  
TIPO CAJON**

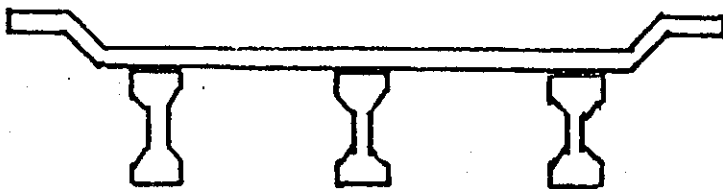
fig. 15 (c)





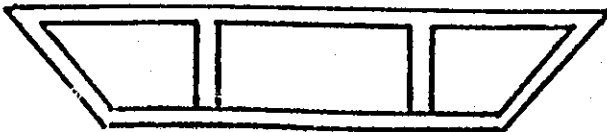
**CONCRETO REFORZADO**

fig. 16 (a)



**CONCRETO PREESFORZADO  
VIGA I**

fig. 16 (b)



**CONCRETO PREESFORZADO  
TIPO CAJON**

fig. 16 (c)

## CAPITULO III

### 3. LOCALIZACION DE UN PUENTE

La localización del puente se determina en base a la topografía del lugar, en combinación con el alineamiento del camino u otras estructuras del mismo. De modo que es conveniente efectuar las siguientes investigaciones:

- 1.- Topográfica, geológica y metereológica.
- 2.- Estructuras existentes alrededor, así como drenajes u otras estructuras subterráneas.
- 3.- Ríos, canales, corrientes, caminos o vías férreas que serán salvadas por el puente.
- 4.- Accesibilidad al sitio y disponibilidad de facilidades de construcción.

Para las subestructuras deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- 1.- Tipo y magnitud de cargas.
- 2.- Características topográficas y geológicas del sitio, así como posible consolidación.
- 3.- Infraestructura adyacente o subterránea.
- 4.- Espacio disponible.
- 5.- Accesibilidad al sitio.
- 6.- Obras de protección.

Para la superestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- 1.- Longitud total y alineamiento del puente.
- 2.- Planta, elevación y anchura.
- 3.- Condiciones del claro a salvar.
- 4.- Accesibilidad al sitio.

Es importante además hacer una inspección ocular del lugar donde se piensa ubicar el puente con el objeto de localizarlo de la mejor manera posible. En el sitio escogido deberá investigarse lo siguiente.

- 1.- Buscar el lugar menos socavable.
- 2.- Elegir el lugar más estrecho del río.
- 3.- Obtener información con los vecinos respecto a la profundidad del nivel freático.
- 4.- Evaluar obras similares en los alrededores.
- 5.- Determinar la necesidad de obras de protección.
- 6.- Determinar el comportamiento de los apoyos.

Algunos otros elementos fundamentales acerca de la decisión en la localización de un puente lo constituyen:

- a) Topografía: Debe abarcar aproximadamente 100 mts. aguas abajo y arriba de la estructura. Además se deben determinar los niveles de creciente máxima y todos los detalles posibles del lugar tales como carreteras, cercos, caminos, casas, etc.

b) **Cota de cimentación:** La cota de cimentación se obtiene después de efectuar un análisis del subsuelo, mediante perforaciones en el lugar donde se pretende localizar la subestructura.

c) **Valor soporte del suelo:** El valor soporte del suelo es de mucha importancia, pues es el valor de presión máxima que se debe alcanzar cuando se diseña el cimiento.

Para ubicar la estructura se toman en cuenta ciertos criterios tales que:

a) Los taludes del terraplén no caigan dentro de la creciente, evitando así posibles socavaciones.

b) El estribo debe prolongarse por medio de gaviones o muros que extiendan la longitud de las alas y eviten el socavamiento.

Esto se puede determinar ubicando el pie de talud en el plano topográfico, que consiste en un procedimiento muy sencillo.

1.- Determinar por medio de las curvas de nivel si es corte o relleno el tipo de movimiento de tierras.

2.- Determinar la pendiente del terraplén, dependiendo del tipo de carretera que exista o se vaya a diseñar.

3.- Calcular la distancia horizontal del hombro al pie del talud y plotearlo en la planta.

# CAPITULO IV

## 4. BOVEDAS

Una bóveda es una estructura de drenaje utilizada para salvar una corriente que tenga un área de descarga no muy grande. Área de descarga es el tamaño del conducto necesario para desaguar el volumen de agua que llega al lugar donde se ha de instalar la estructura.

Una bóveda se compone de un arco de concreto reforzado, el cual se apoya sobre muros de concreto ciclópeo. Con el fin de detener el talud en la entrada de la bóveda se coloca un muro cabezal de concreto ciclópeo, mientras que a la salida corrientemente se bisela el extremo del arco, siguiendo a la misma relación que el talud. Cuando es necesario, en la entrada de la bóveda se colocan las alas (muros de concreto ciclópeo), con el fin de encauzar la corriente de agua y proteger el talud.

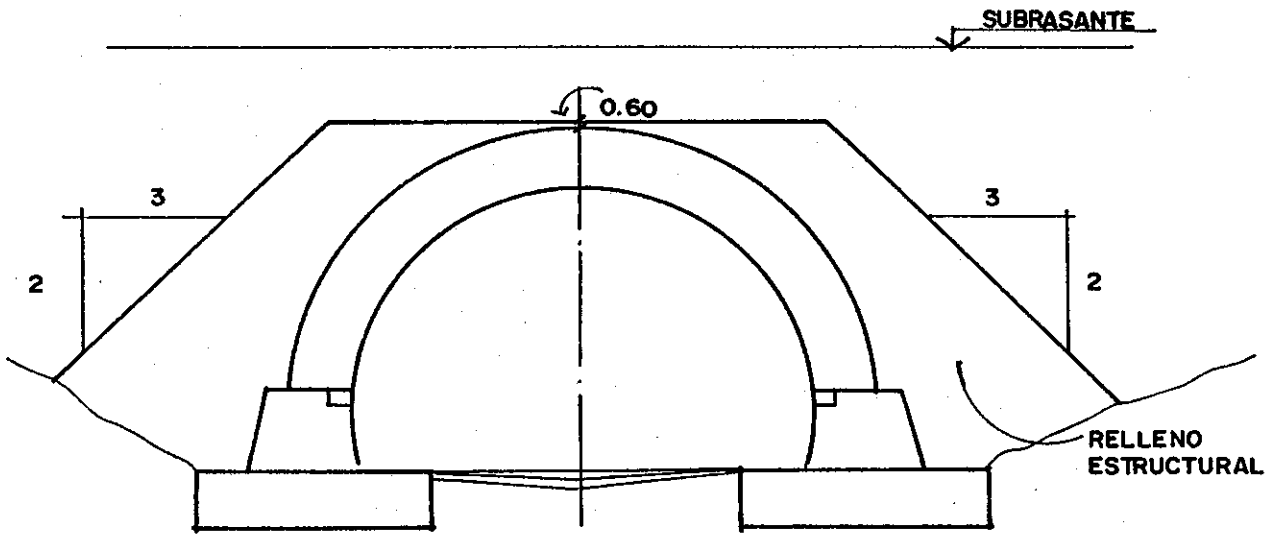


fig. 17 (a)

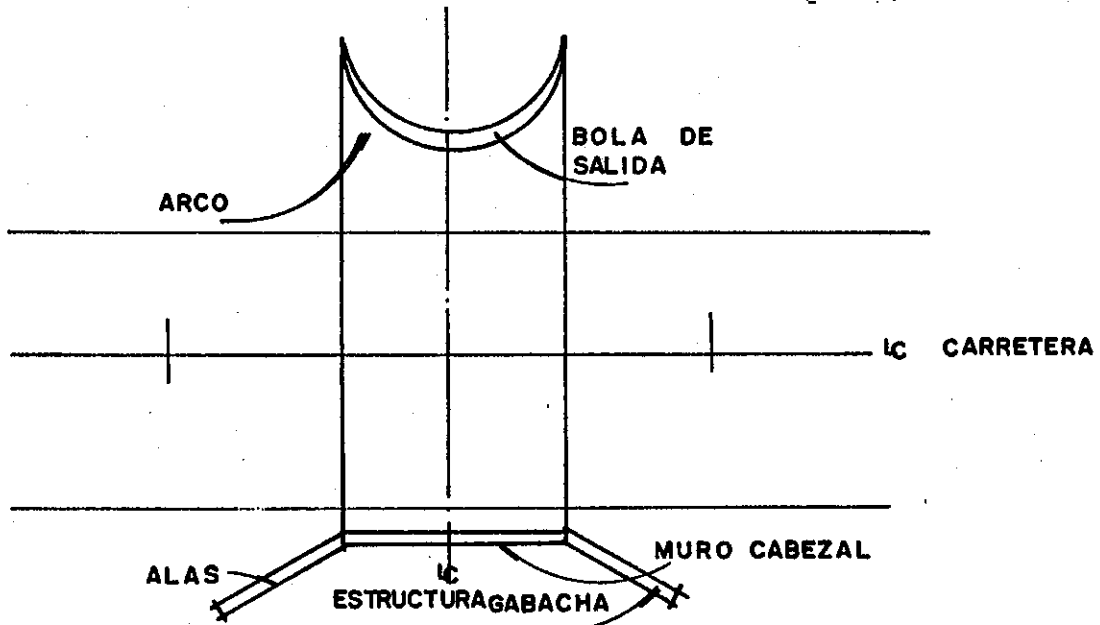


fig. 17 (b)

#### 4.1.1 LOCALIZACION:

Para lograr una buena localización de una bóveda, el ingeniero debe situarla de tal manera que siga el curso de la corriente hasta donde sea posible, procurando esencialmente que la entrada del agua en la bóveda sea lo más natural que se pueda. En el campo, una bóveda se localiza por medio del estacionamiento correspondiente a la línea central de la bóveda y por el ángulo de enviaje de la misma, medido a partir de la normal (perpendicular) en la estación, cuando la carretera está en tangente (en recta) y a partir de la radial cuando está en curva horizontal.

#### 4.1.2 EXCAVACION:

Para cimentar una bóveda, es preciso llevar a cabo una excavación hasta la elevación que ocuparán los cimientos de la bóveda, llamadas excavaciones estructurales y deben incluir la remoción de todo material (cualquiera que sea su naturaleza) necesario para la construcción de cimientos y subestructuras de acuerdo con los planos, así como la colocación de los rellenos necesarios y la disposición de todo el material que no sea utilizado en rellenos. Con el fin de facilitar el estudio de las excavaciones, se dividirá en varias partes, exponiendo a continuación cada una de ellas.

#### 4.1.3 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

La construcción de una bóveda debe llevarse a cabo en la forma indicada en los planos, cumpliendo con las especificaciones siguientes:

- 1.- Los muros de la bóveda, el cabezal de entrada y las alas, deberán fundirse en de la siguiente forma: primero se colocará una capa de concreto de unos 20 a 30 centímetros de espesor y antes de que termine el fraguado inicial del concreto, se colocará a mano una capa de piedra. Inmediatamente después, se fundirá otra capa de concreto de 10 a 20 centímetros de espesor y luego se colocará otra capa de piedra y así sucesivamente.
- 2.- Para fundir el concreto del arco de la bóveda, deberá dividirse su longitud en tantas secciones, como sean necesarias, para que cada sección pueda fundirse en una operación continua y que la longitud de cada una de ellas no sea mayor de 15 metros.

La fundición de cada sección se efectuará por medio de franjas longitudinales, fundiendo simultáneamente franjas iguales en ambos lados del arco de la bóveda.

- 3.- Debe existir una junta de expansión por lo menos cada 15 metros, razón por la cual se colocará una de estas juntas en cada unión de dos secciones de fundición. Las juntas de expansión deberán construirse en la forma indicada en el plano de juntas de expansión y detalles de piso para bóvedas.

En dicho plano se deben presentar también, los distintos tipos de piso utilizados para evitar la socavación en los muros de las bóvedas, indicándose también, la forma en que debe apoyarse el piso sobre los cimientos de los muros de la bóveda.

#### 4.1.4 PROCESO DE CONSTRUCCION

Tomando en cuenta que no debe iniciarse ningún trabajo sin antes haber efectuado el curado del concreto fundido anteriormente (el tiempo mínimo de curado es de 7 días). la construcción de cada una de las bóvedas, debe llevarse a cabo efectuando los pasos siguientes.

- 1.- Debe efectuarse la excavación necesaria, hasta la elevación que han de ocupar los cimientos, pudiendo iniciar al mismo tiempo, la preparación de las cerchas que han de servir como obra falsa para la fundición del arco.
- 2.- Una vez terminada la excavación, se construirán los muros de la bóveda y se efectuará el curado de los mismos.
- 3.- Se efectuará la fundición del arco de la bóveda, recordando que el apuntalamiento y las formaletas bajo el arco, deberán quitarse después de 14 días de que el arco se haya fundido.
- 4.- Una vez quitadas, la obra falsa y las formaletas del arco, podrá iniciarse la construcción del cabezal y las alas, pudiendo efectuar al mismo tiempo la colocación del piso de la bóveda, ya sea zampeado o fundido, según indiquen en los planos.
- 5.- Por último, se llevará a cabo el relleno, debiendo efectuarlo cuidadosamente.

## **4.2 COPANTES**

Consiste en un tipo de estructura formal, consistente en muros de concreto ciclópeo que sostienen una losa de concreto reforzado, agujereada para que no flote en caso que la corriente sobrepase su nivel superior. Estas se recomiendan hasta para 5 mts de luz y deben ser diseñadas con todas las recomendaciones de la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

## **4.3 VADENES**

Consiste en una losa sobrepuesta sobre el lecho del río, u otro tipo de soporte como cierta clase de gaviones. Podrá circularse sobre él sin problema aún cuando esté cubierto por la corriente, como será su situación normal ya que no debe interrumpir el paso del río.

## CAPITULO V

### 5. CARGAS DE DISEÑO

#### 5.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño que intervienen son:

- a) Carga muerta
- b) Carga viva
- c) Carga dinámica o impacto
- d) Cargas de viento
- e) Cargas de sismo

Y otras como: longitudinales, centrífugas, térmicas, presión de tierra, flotación, acortamiento, esfuerzos de erección, hielo, presión de corriente, etc.

#### 5.2 CARGA MUERTA

Debe incluirse todo el peso de la estructura como:

- 1.- Los elementos estructurales
- 2.- El pavimento o carpeta de rodadura
- 3.- Las aceras
- 4.- Los topes
- 5.- Tuberías y conductos
- 6.- Cables y utilidades de servicio público

Cargas unitarias:

Acero	- 490 # / pie <sup>3</sup>	-----	7850 kg / m <sup>3</sup>
Madera	- 50 # / pie <sup>3</sup>	-----	800 kg / m <sup>3</sup>
Concreto	- 150 # / pie <sup>3</sup>	-----	2400 kg / m <sup>3</sup>

#### 5.3 CARGA VIVA

Debe incluirse: carga en movimiento de carros, camiones y peatones

a) CARGA DE PISTA: Se asumirá que ocupa un ancho de 10' y va colocada dentro de los 12' que es el ancho standard de diseño para una vía de puente.

b) CARGA DE CAMION: Cargas concentradas, originadas por los camiones estandarizados y que deben analizarse también buscando el caso crítico.



### 5.3.1 APLICACION DE CARGA VIVA

- a) Debe tomarse carga completa ya sea de pista o camión, no fracciones.
- b) El número de posiciones será el que produzca mayor esfuerzo.
- c) Para vigas continuas deben agregarse otras cargas concentradas en la carga de pista, a modo de generar momento negativo máximo, no así en el positivo que se pondrá solo una concentrada y las demás tantas distribuidas como se pueda.
- d) La carga viva, debe reducirse dependiendo del número de carriles que se tenga
  - 1 a 2 pistas ----- 100% carga
  - 3 pistas ----- 90% carga
  - 4 o más pistas ----- 75% carga

### 5.3.2 RESUMEN

- 1.- Las cargas longitudinales se trabajan con líneas de influencia, tratando de encontrar la envolvente para el momento y corte máximo.
- 2.- Las cargas transversales se colocan de manera que se obtenga el máximo esfuerzo y las máximas reacciones que corresponden.

### 5.4 CARGA DE IMPACTO

Estas cargas se aplican dependiendo del grupo donde se clasifica el elemento del puente; si se aplica al grupo A:

- Superestructuras, Incluyendo losa, vigas, columnas, marcos
- Elementos de concreto o acero rigidamente conectados a la superestructura como marco rígido

No se aplica al grupo B:

- Estribos, muros de retención, pilotes, pilas
- Cimientos
- Estructuras de madera
- Aceras

Se calcula como una fracción de la carga viva que la incrementa:

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

de donde:

I = fracción de impacto (menor que 30%)

L = largo del miembro en pies

## 5.5 FUERZA LONGITUDINAL O DE FRENADO

Se estima como un 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tráfico en la misma dirección. La carga viva equivale a la carga de tráfico más la concentrada para flexión. Su centro de gravedad se sitúa a 6 pies arriba del piso de la superestructura.

## 5.6 FUERZAS CENTRIFUGAS

Se aplican a las estructuras en curva y se calcula en función de la carga viva, así:

$$(C = 6.68S^2 / R = 0.001175S^2)^{\dagger}$$

de donde:

C = fuerza centrífuga (% de CV, sin impacto)

S = velocidad de diseño ( millas/hora)

D = grado de curvatura

R = radio de la curva (pies)

## 5.7 BANQUETAS

Se diseñan para una carga de 85 #/pie<sup>2</sup>; esto es aplicable también a puentes de bicicletas o peatones.

## 5.8 BORDILLOS

Se diseñan para una carga lateral de 500 # / pie<sup>2</sup>, aplicado en la parte superior del mismo o a 25.4 cm del suelo cuando es mas alto que éste.

## 5.9 FUERZAS DE VIENTO

Se aplican como una carga distribuida en todas las áreas expuestas de la estructura. Se toma como base una velocidad de viento igual a 100 millas/hora (160 Km/h).

### a) Superestructuras: (H y V)

Se aplica la carga horizontalmente

1.- Arcos y armaduras = 75 # / pie<sup>2</sup>

2.- Vigas = 50 # / pie<sup>2</sup>

\* Según especificaciones 1.2.12 de AASHTO

† Según especificaciones 3.10.1 de AASHTO

(III y VI)

Cargas reducidas un 70% y una carga de 100 # / pie<sup>2</sup> sobre los elementos longitudinales así como 6 pies sobre el piso del puente como carga viva.

b) **Subestructuras:**

Basadas en el ángulo de la dirección del viento sufriendo los lineamientos de las tablas P/25 AASHTO

Para puentes hasta 40 mts de vigas se usan las siguientes cargas:

a) W carga en la estructura

Transversal = 50 # / pie<sup>2</sup>

Longitudinal = 12 # / pie<sup>2</sup>

b) WL carga en carga viva

Transversal = 100 # / pie<sup>2</sup>

Longitudinal = 40 # / pie<sup>2</sup>

## 5.10 FUERZAS TERMICAS

Deben calcularse para cambios de temperatura que originan esfuerzos y movimiento en las estructuras:

a) Metálicas

clima moderado 20° - 50°

b) Concreto

aumento - 15°

disminución - 22°

## 5.11 FUERZAS DE CORRIENTE DE AGUA

(  $P = KV^2$  )<sup>†</sup> de donde:

P = presión en #/pie<sup>2</sup>

V = velocidad agua en pies / seg

K = constante dependiente de la forma de la pila:

11/8 cuadrado

1/2 angular ≤ 30°

2/3 circular

<sup>†</sup> Según especificaciones 1.2.17 de AASHTO

## 5.12 PRESION LATERAL DE TIERRA

Se calculan utilizando las formulas de Rankine para que no sea menor que un equivalente líquido de 30 # / pie<sup>3</sup>. Una sobrecarga equivalente a 2 pies de tierra sobre el nivel del puente, se incluirá en el calculo cuando así se requiera. Deben diseñarse obras de drenaje siempre.

## 5.13 FUERZAS DE SISMO

$$(EQ = CFW) ^{\S}$$

F = factor de marco (1.0 para pilas o columnas simples)  
(0.8 para marcos continuos)

W = peso muerto de estructura

C = coeficiente de respuesta

$$C = ARS / Z$$

A = máximas aceleraciones esperadas (mapa de riesgo sísmico)

S = amplificación del suelo

Z = reducción por ductilidad

R = radio de curvatura

El valor de C puede conocerse por medio de las gráficas AASHTO 3.21, conociendo:

T = periodo de la estructura

$$T = 0.32 \sqrt{W/p}$$

de donde:

h = profundidad de lecho rocoso

A = aceleración máxima esperada

W = peso de estructura

P = fuerza para causar deflexión unitaria

<sup>§</sup> Según especificaciones 1.2.20 de AASHTO

## 5.14 ETAPAS DE CARGA

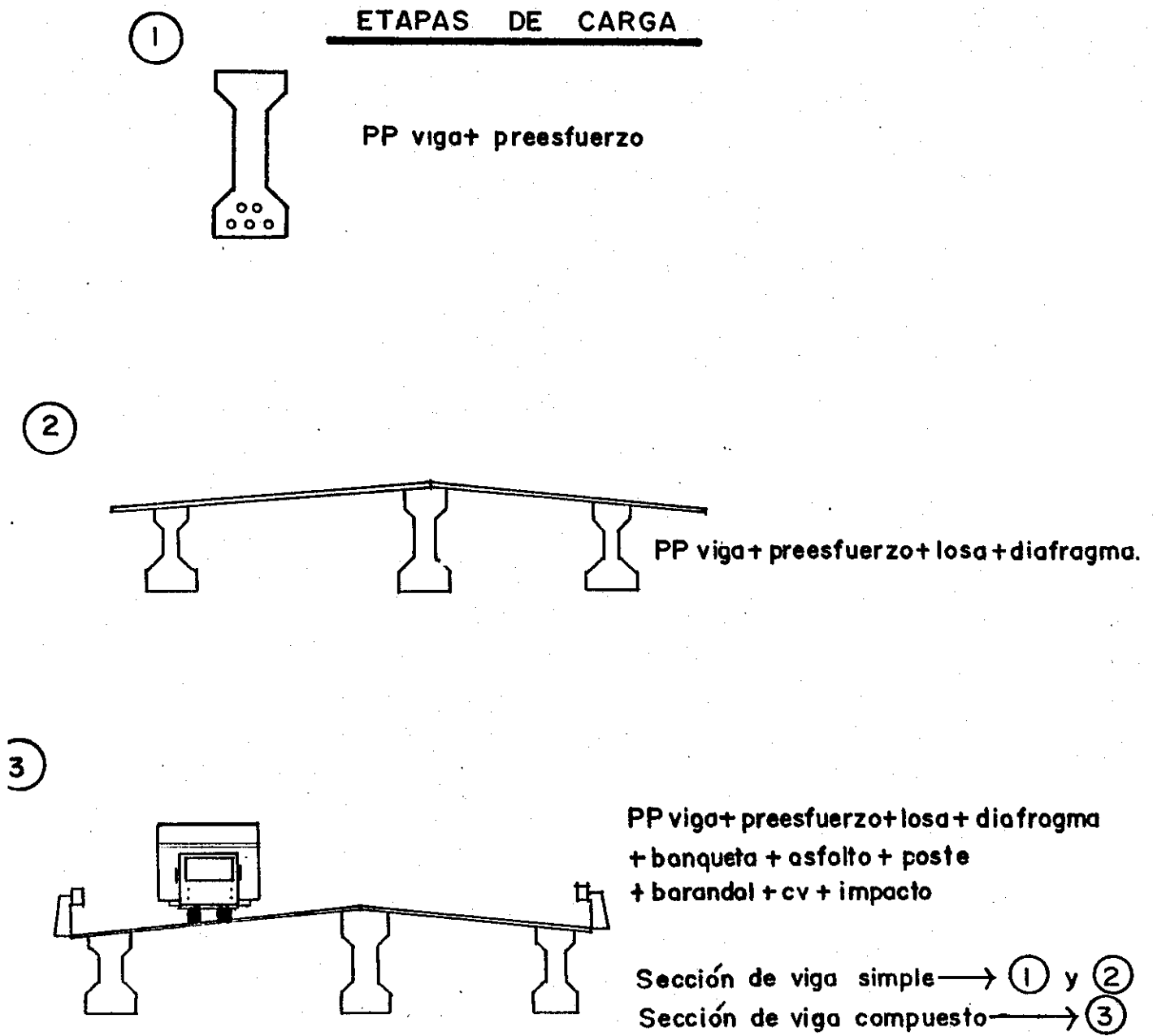


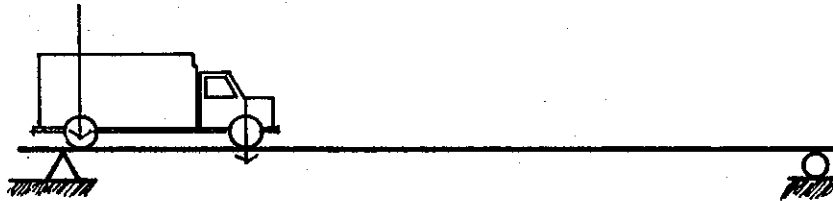
fig. 18

## CAPITULO VI

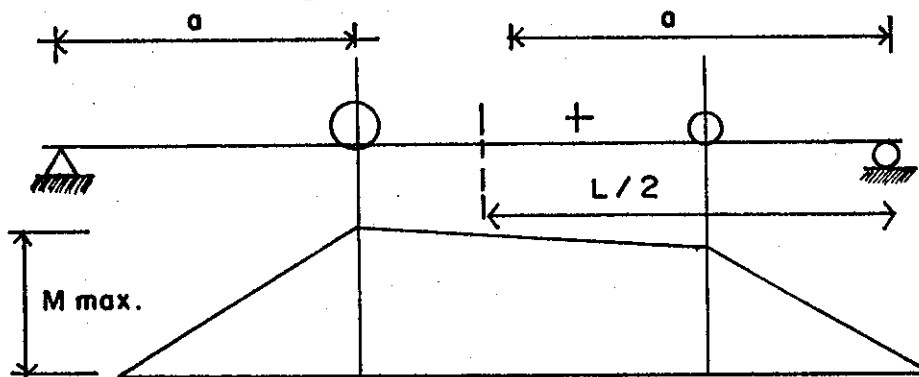
### 6. ANALISIS ESTRUCTURAL

La idea fundamental al efectuarse el análisis estructural de un puente consistirá en que la carga que afecte la estructura se encuentra en movimiento. Esto significa que cambia de posición a cada instante, tanto longitudinalmente como transversalmente, por eso se vuelve diferente determinar las condiciones realmente críticas. Para vigas simples no es tan complicado determinar los casos críticos longitudinalmente, de modo que:

- a) El corte máximo ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentre sobre el.



- b) El máximo momento ocurre bajo una de las cargas, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.



En el sentido transversal se puede lograr la combinación crítica luego de una infinidad de pruebas, pero AASHTO simplifica la situación por medio de la tabla 3.23.1, donde se recomiendan diferentes distribuciones de carga en función de la separación de vigas, el material de construcción, los carriles del puente y la posición de la viga.

### 6.1 LINEAS DE INFLUENCIA

En algunas estructuras muchas condiciones de carga pueden desarrollarse y el análisis debe hacerse para determinar las condiciones críticas que puedan suceder al combinarlas.

6.1.1 FUNCION DE INFLUENCIA, (funcion de Green), se define como el efecto en un punto como función de la posición de la carga unitaria.

6.1.2 LINEA DE INFLUENCIA, es el ploteo de todas las funciones de influencia unidos entre sí por una línea continua. Es un efecto estructural tal como fuerza interna, reacción o deflexión, plotado como función de la carga unitaria que la causa.

**6.1.3 LINEAS DE INFLUENCIA POR CUERPO LIBRE,** constituye el análisis básico y consiste en considerar el equilibrio de los cuerpos libres sobre los cuales la carga unitaria se está aplicando en diferentes puntos. Es usual delimitarla en función de las diferentes  $x$ .

## **6.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

Dependiendo del tipo de carga que actúe sobre los miembros, especialmente en acero, se pueden clasificar como:

- 1.- Miembros a tensión (uniones)
- 2.- Miembros a compresión (columnas)
- 3.- Miembros a flexión (vigas)
- 4.- Combinados (vigas-columnas)

## **6.3 MIEMBROS A TENSION**

Un elemento a tensión se considera con una sección transversal uniforme, en el cual el esfuerzo no debe exceder de  $0.6F_y$  en el área total o  $0.5F_u$  en el área efectiva neta para esfuerzos de trabajo.

## **6.4 MIEMBROS A COMPRESION**

Cuando una fuerza compresiva actúa axialmente sobre un elemento se crea un campo compresivo uniforme en toda su sección transversal.

## **6.5 PANDEO ELASTICO**

El pandeo elástico se considera cuando se tiene una columna axialmente cargada y elástica, material homogéneo y sección constante.

## **6.6 PANDEO INELASTICO**

Muy pocas columnas son tan esbeltas que puedan situarse dentro del rango elástico, por eso puede considerarse el esfuerzo crítico en función de la esbeltez.

## **6.7 MIEMBROS A FLEXION**

El caso típico de una viga que se caracteriza por estar expuesta a cargas que actúan perpendicularmente a su eje principal y su sección transversal es pequeña comparada con su longitud.

Las vigas pueden actuar por sí mismas o en combinación con la losa, situación que mejora su módulo de sección y su capacidad de momento, de modo que pueden clasificarse como:

- a) sección simple
- b) sección compuesta

## 6.8 TORSION

La torsión es un fenómeno provocado por la aplicación de un momento torsional externo o como un efecto secundario por la inestabilidad de un elemento que está cargado axialmente o está en flexión.

## 6.9 DUCTILIDAD EN EL CONCRETO (VIGAS-COLUMNAS)

Matemáticamente la ductilidad sucede cuando:

$$Q_u/Q_y \text{ mayor } 1.0$$

Los factores que afectan la ductilidad de un elemento son:

- 1.- Cantidad de área de acero, la ductilidad aumenta así como el área de acero disminuye.
- 2.- Porcentaje de refuerzo a compresión, la ductilidad aumenta así como aumenta el acero a compresión.
- 3.- Resistencia del concreto; un concreto de mayor resistencia es mucho más dúctil.
- 4.- Resistencia del acero; mayor resistencia del acero disminuye la ductilidad.
- 5.- Sección del elemento; mayores secciones incrementan la ductilidad.



## CAPITULO VII

### 7. EJEMPLO DEL DISEÑO DE UN PUENTE DE CONCRETO

Se deben tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar un diseño de puente, los cuales se definen a continuación.

1.- **Recubrimientos:** AASHTO 8.22. Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cms para cimientos y muros, 5 cms para losas arriba y 2.5 cms abajo, 5 cms para columnas y vigas.

2.- **Longitud de desarrollo:** AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

3.- **Traslapes:** AASHTO 8.25, DGC 509.080. Se calculan en base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No 11, de tal modo que desarrollen un 125% del  $F_y$  nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cms.

4.- **Ganchos:** AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

5.- Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Para la superestructuras se debe tomar en cuenta:

1.- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

2.- Se debe colocar una capa de 5 cms, de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.

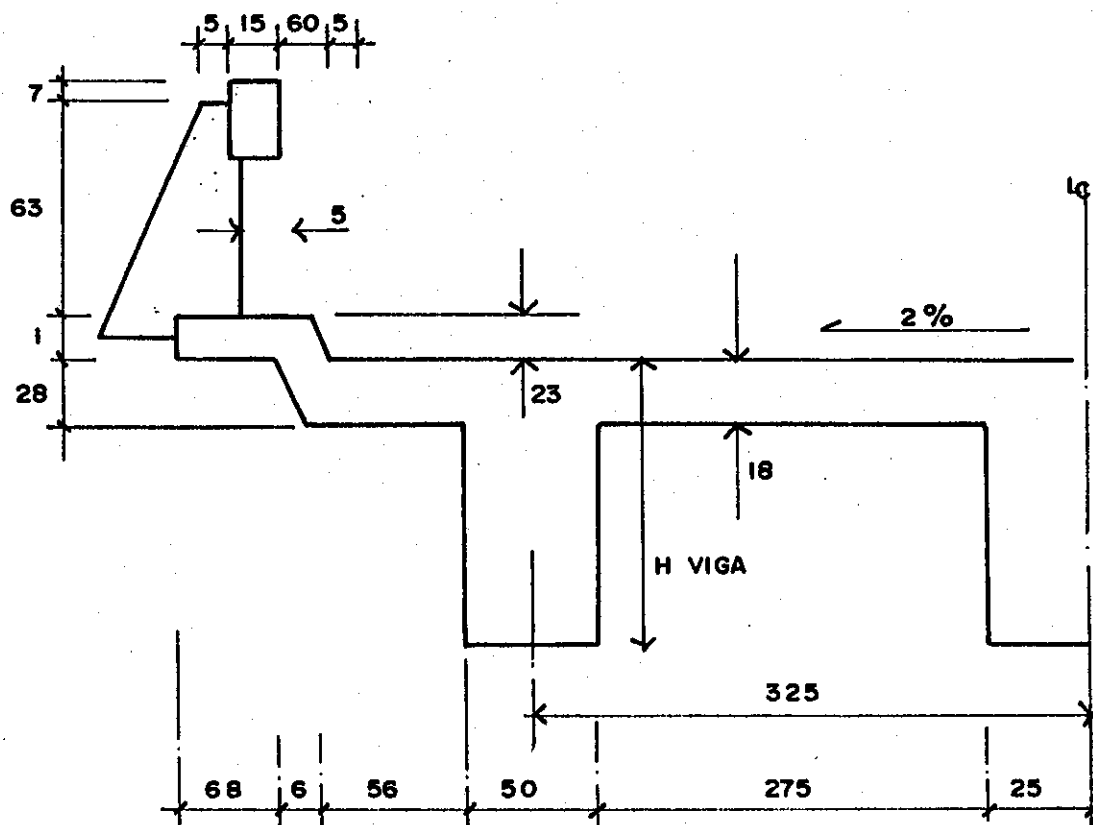
3.- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.

4.- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- 1.- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el Ingeniero de suelos para cada caso.
- 2.- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- 3.- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- 4.- Debera proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

### 7.1 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA:



PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

### SECCION DE PUENTE

fig. 19

se define:

sección del puente

No de vías = 2

Ancho de rodadura = 7.90 mts

Pendiente Transversal = 2 %

(desalajo de agua colocar tubos a cada 3 mts)

Separación entre vigas = 3.25 mts

Ancho de viga = 50 cm

Considerar 20 cms extras a cada lado para anclar vigas

Fy = 40 psi

F'c = 3 psi

L = 25 mts

carga = HS15

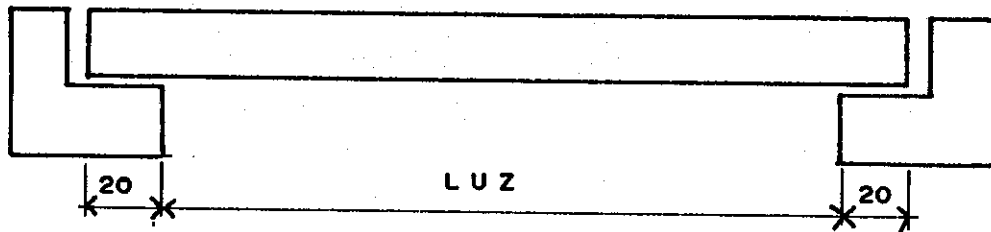


fig. 20 LUZ DE LA LOSA

## 7.2 DISEÑO DE LA LOSA:

Losa entre vigas:

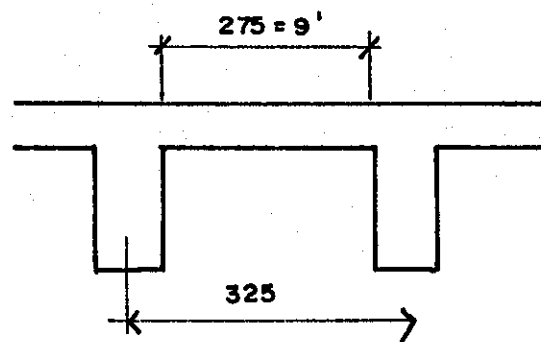


fig. 21

Luz = 275 cms  $\cong$  9'

Espesor = 18 cms  $\cong$  7''

peso propio de la losa:

$$W = 150 \text{ \#/pie}^3 \times \text{espesor } 0.58' = 88.50 \text{ \#/pie}^2 \\ \text{concreto}$$

momento:

$$M_{cm} = (1/10)WL^2 = 1/10 \times 88.50 \times 9^2 = 720 \text{ \# - pie}$$

El refuerzo de la losa será en el sentido corto, perpendicular al tráfico, luego para carga viva AASHTO recomienda (3.24.3.1):

$$M_{cv} = 0.8 \times (s + 2)/32 \times P$$

de donde:

s = espacio entre vigas

P = carga camion

$$M_{cv} = 0.8 \times (9+2)/32 \times (12000) = 3,302 \# - \text{pie}$$

incrementando por impacto

$$I = 50/(s + 125) = 50/(9 + 125) = 0.37$$

I > 0.30 por lo tanto usar 0.30

$$M_{cv} \times I = 3302 \times 1.30 = 4293 \# - \text{pie}$$

combinando momentos:

$$M_u = 1.3 (M_{cm} + (5/3)(M_{cv} \times I))$$

$$= 1.3 (720 + (5/3)(4293))$$

$$= 10,237.5 \# - \text{pie}$$

calculando acero:

$$M_u = \phi A_s F_y (d - a/2)$$

$$a = A_s F_y / 0.85 F'_c b$$

$$d = 18 - 3.294 = 14.71 \text{ cms}$$

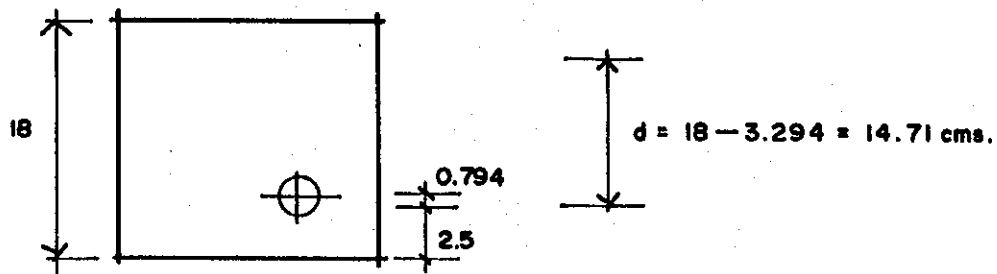


fig. 22 SECCION DE VIGA

de donde  $A_s = 0.76 \text{ plg}^2 / \text{pie}$

3 No 5 --> No 5 @ 15 cms que es  $A_s \text{ propuesto} = 0.93 \text{ plg}^2$

$$\rho = As/bd = 0.93/(12 \times 5) = 0.0155$$

$$\rho_{\min} = 200/F_y = 200/40000 = 0.005$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.5 [ ((0.85 \times 3000)/40000) \times 0.85 \times (87000/(87000 + 40000))] ]$$

de donde:

$$\rho_{\max} = 0.0186$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

cama superior  
por temperatura:

$$As = 0.0018 \times t \times b = 0.0018 \times 7 \times 12 = 0.15 \text{ plg}^2$$

$$2 \text{ No } 3 \rightarrow \text{No } 3 @ 30 \text{ cms}$$

**Longitudinal:**

AASHTO 3.24.10.2

$$As = 220/SQR(S) \text{ no mayor que } 67\%$$

$$As = 220/SQR(9) = 0.73 \quad \text{usar } 0.67$$

$$0.97 \times 0.67 = 0.62$$

$$3 \text{ No } 4 \quad \varnothing \text{ No } 4 @ 15 \text{ cms}$$

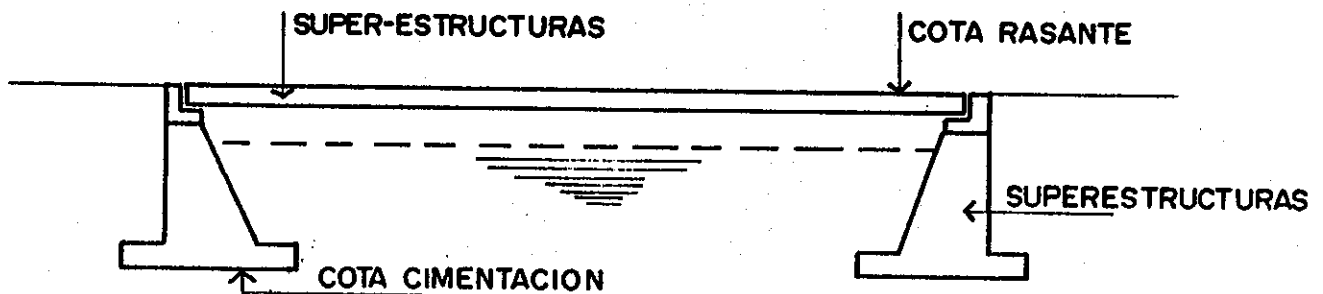


fig. 23 ESQUEMA DE PUENTE

### 7.3 ESQUEMAS

Losa entre vigas - armado

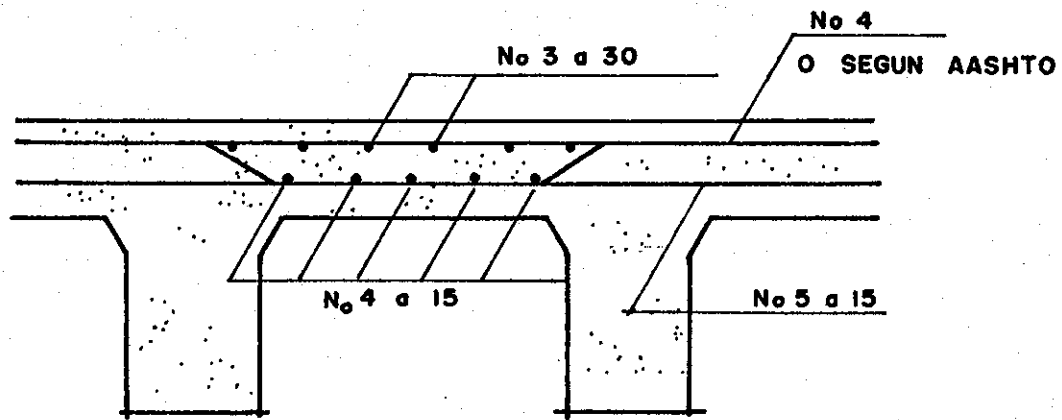


fig. 24

#### 7.3.1 PASAMANOS

Especificaciones AASHTO 2.7.1

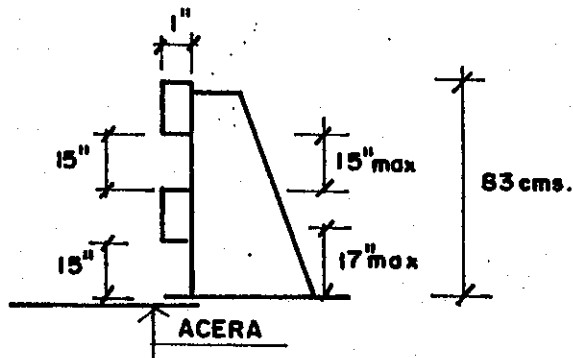


fig. 25 (a)

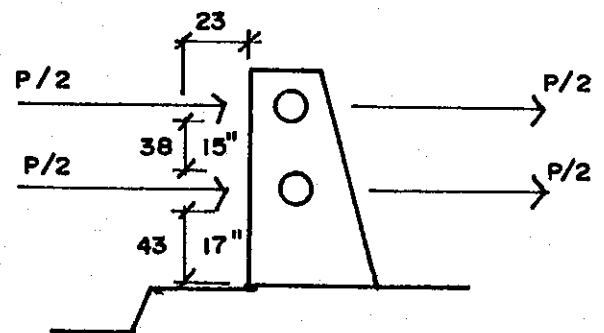


fig. 25 (b)

$P = 10$  kips  
 4 postes máx p/diseño  
 cada poste  $\frac{1}{4} p$

barras pasamanos  
 $WL^2/8$  (momento positivo)  
 $PL/6$  (momento negativo)  
 $0.1WL^2$  ( $W =$  peatonal)

### 7.3.2 LOSA EN VOLADIZO

- Si la acera es  $\geq 2$  pies no se necesita incluir carga de peatones.
- El mordiente actúa bajo una carga horizontal de 500 #/pie.
- El barandal actúa bajo dos cargas: una horizontal de 300 #/pie y otra vertical de 100 #/pie.
- Debe considerarse el peso propio del barandal y postes.

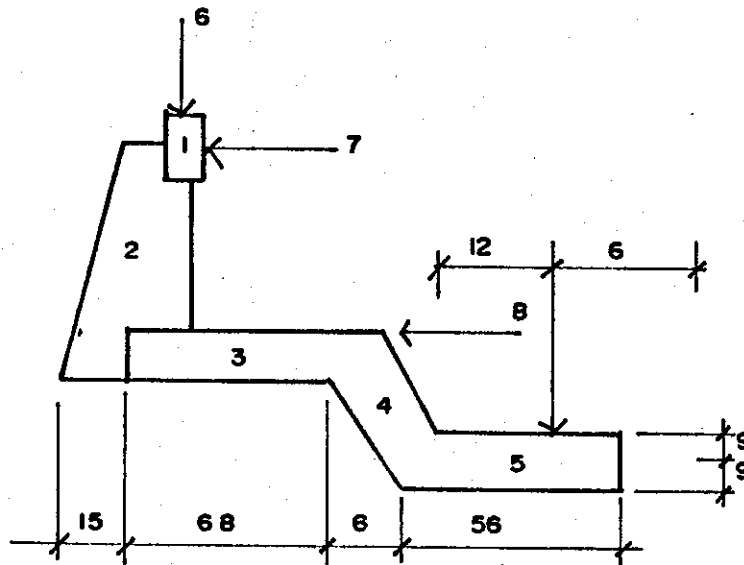


fig. 26 SECCIÓN DE LOSA EN VOLADIZO

Longitud de influencia  
2.25 mts = 7.38'

#### 7.4 CARGA MUERTA (en base a dimensiones tradicionales)

P <sub>1</sub> (barandal)	=	72.56 #/pie
P <sub>2</sub> (poste)	=	15.85 #/pie
P <sub>3</sub> (acera)	=	193.50 #/pie
P <sub>4</sub> (mordiente)	=	19.50 #/pie
P <sub>5</sub> (losa)	=	165.00 #/pie

#### 7.5 CARGA VIVA (en base a cargas de AAHTO)

P <sub>6</sub> (barandal v.)	=	100 #/pie
P <sub>7</sub> (barandal h.)	=	300 #/pie
P <sub>8</sub> (acera)	=	500 #/pie

$$M_{cm} = 1124 \text{ \#/pie}$$

$$M_{cv} = 1806 \text{ \#/pie}$$

(Utilizando modelo en voladizo)

El momento producido por la rueda del camión caso A, (ref. Transversal)  
AASHTO 3.24.5.1.1

$$M = Px/E$$

de donde:

$$P = \text{carga Hs15}$$

$$E = 0.8X + 3.75 \quad (0.8 \times 0.5 + 3.75) = 4.15$$

$$x = \text{Distribución rueda - empotramiento}$$

$$M = 12000 \times 0.5/4.15 = 1446 \text{ \#/pie}$$

$$M_{ev} + I_{m\acute{a}x} = 1.30 \times 1446 = 1880 \text{ \# - pie}$$

$$M_u = 1.3 [ 1124 + 5/3 (1806 + 1880) ]$$

$$M_u = 9447.53 \text{ \# - pie losa entre viga.}$$

Casi el mismo momento que el de la losa intermedia, luego puede tomarse el refuerzo parejo.



Notar que la losa está sujeta a carga axial también en este sector, debe chequearse.

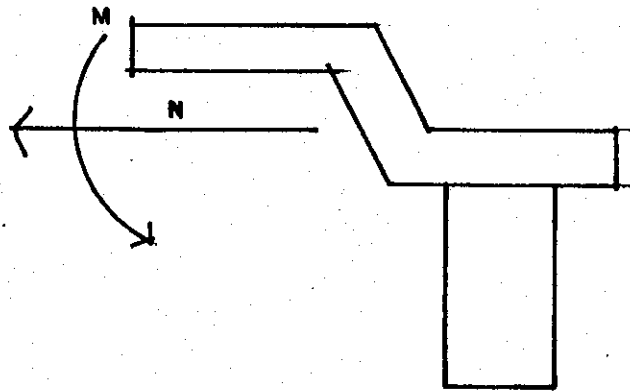


fig. 27 APLICACION DE CARGA AXIAL

$$A_s = ((12000 \times N_u \times E/\phi \times f_y(d-a/2)) \times (1 - (d-a/2)/12e))$$

cargas axiales

$$N_u = 2.25N = 2.25(P7 + P8)$$

$$2.25(800) = 1800 \#$$

$$E = ((M_u/N_u) - (d'/12)) \text{ (kips)}$$

$$E = (9.45 \text{ K-pie}/1.80 \text{ K}) - (1.5/12) = 5.13 \text{ pies}$$

$$A_s = (12000 \times 1800 \times 5.13)/(0.9 \times 40000(4.5)) \times (1 - (4.5/(12 \times 5.13)))$$

$$A_s = 0.63 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 f'_c \times b) = 0.63 \times 40000 / (0.81 \times 3000 \times 12) = 0.82 < 0.93$$

$$d - a/2 = 4.59 \text{ -----> } A_s = 0.63 \text{ ok, el mismo refuerzo}$$

## 7.6 DISEÑO DE DIAFRAGMA

Se utilizan al centro y en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura mayor de 40 mts.

En el puente se usará 2 interiores en los tercios de la luz y 2 exteriores en los extremos.

Los diafragmas exteriores se hacen de media altura de viga y los interiores de  $\frac{3}{4}$  no menor que 50 cms. El ancho usual es de 30 cms, el recubrimiento mínimo es de 2".

Viga interior  $h = 1.565$  mts (61.61")

Viga exterior  $h = 1.500$  mts (59.05")

luego

Diafragma interior  $h = 1.00$  mts ( $\frac{3}{4}h$  viga interior)

Diafragma exterior  $h = 0.70$  mts ( $\frac{1}{2}h$  viga exterior)

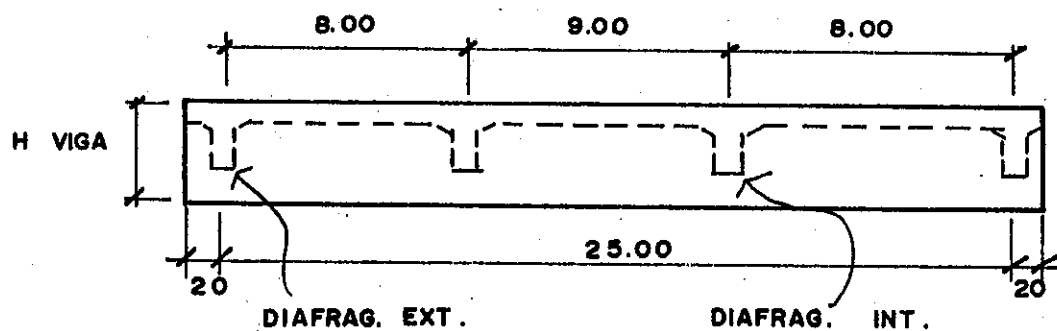


Fig. 28 (a) SECCION TRANSVERSAL DE DIAFRAGMA

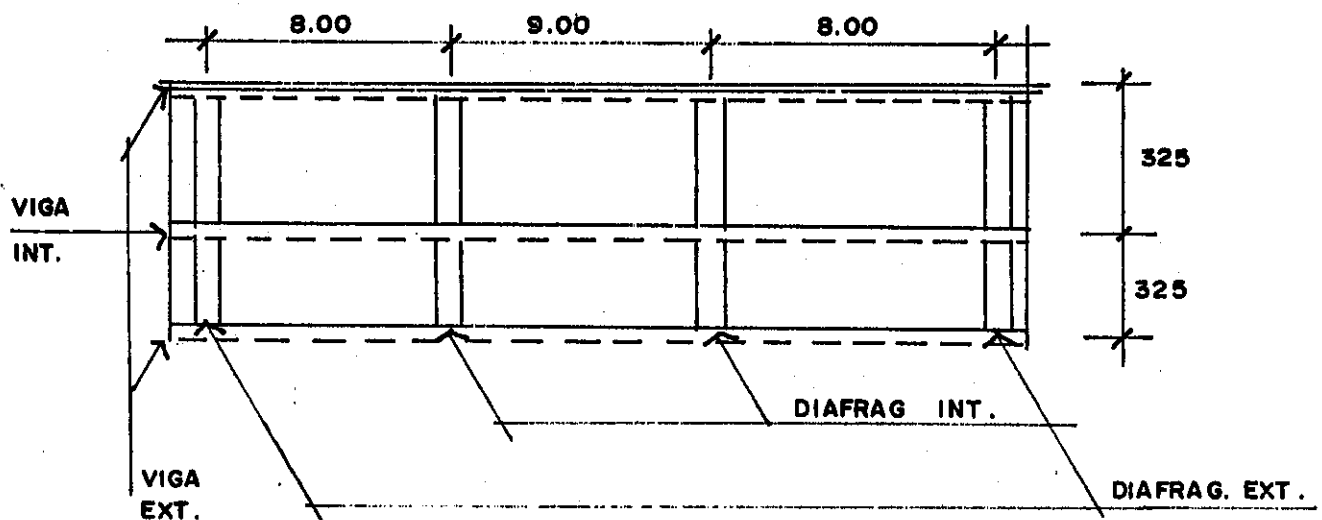


Fig. 28 (b) SECCION LONGITUDINAL DE DIAFRAGMA

Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos y los interiores a las vigas como cargas puntuales; y proporcionalmente a cada viga.

$$P' = 1/3 P$$

$$P = 150 \# / \text{pie}^3 \times b \times h \times l$$

Interior)  $P = 150 \times 0.98 \times 2.69 \times 18.84 = 7.16 \text{ kips}$

$$P = 1/3 \times 7.16 = 2.49 \text{ kips}$$

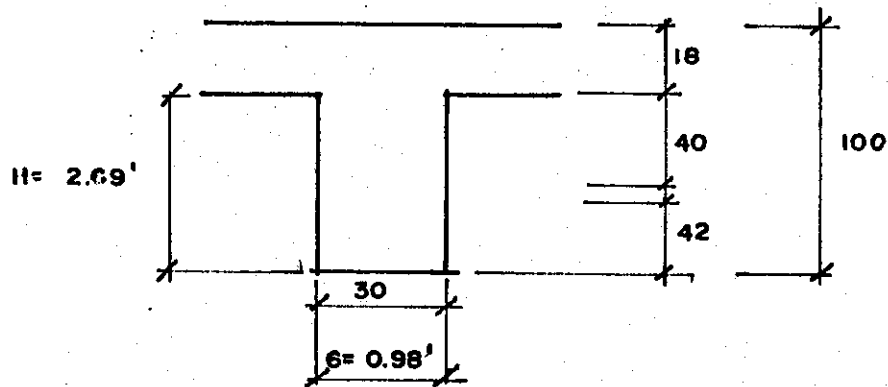


Fig. 29 SECCION DE VIGA

Acero:  $\rho_{\min} = 200/F_y$  se le pondrá el mínimo ya que solo distribuye.

$$= 200/40000 = 0.005$$

refuerzo diafragma interior:

$$A_s = \rho b d = 0.005 \times 12 \times 37.36 = 2.24 \text{ plg}^2$$

3 No 9

Refuerzo diafragma exterior:

$$A_s = 0.005 \times 12 \times 24.56 = 1.47 \text{ plg}^2$$

2 No 9

arriba se colocaran dos barras iguales a las del  $\emptyset$  usado en la losa.

El espaciamiento máximo entre estribos es de  $1/2 d$ .

Se recomienda un refuerzo extra de  $0.25 \text{ plg}^2$  por pie de alto en las caras de la viga (diafragma).

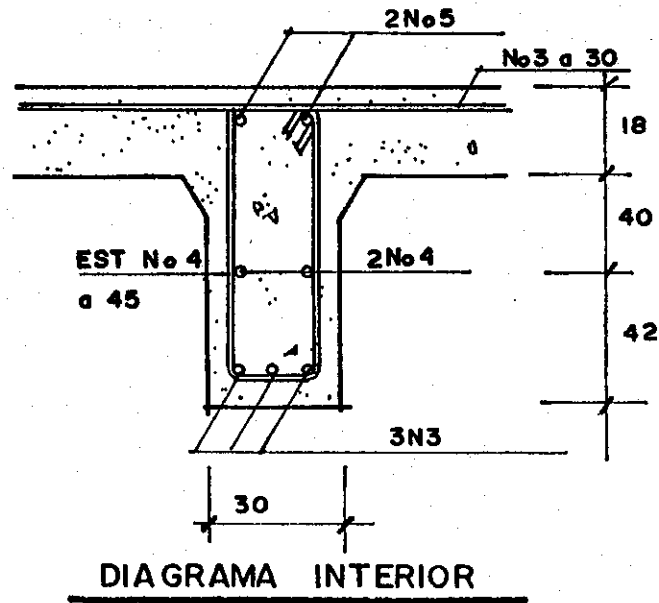


fig. 30 (a)

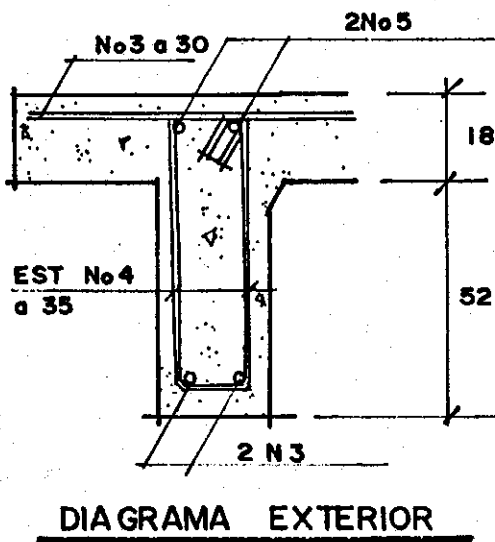


fig. 30 (b)

## 7.7 DISEÑO DE VIGAS

### Carga muerta

Cada viga soportará igual cantidad de carga muerta y los elementos involucrados serán:

P <sub>1</sub> (barandal)	= 72.56 #/pie
P <sub>2</sub> (poste)	= 15.85 #/pie
P <sub>3</sub> (acera)	= 193.50 #/pie
P <sub>4</sub> (mordiente)	= 19.50 #/pie
P <sub>5</sub> (losa)	= 961.11 #/pie

$$\text{Total } W_t = 1262.52 \text{ \#/pie}$$

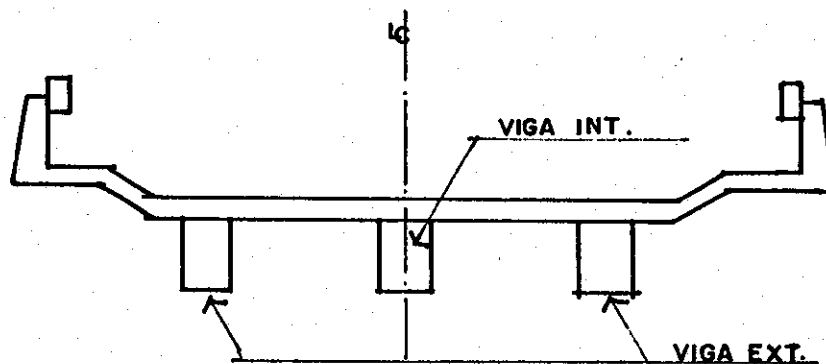


fig. 31 SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE

$$W_1 = 1262.52 / 1.5 \text{ vigas} = 841.62 \text{ \#/pie/viga}$$

peso propio de vigas:

$$W_2 \text{ (viga interior)} = 1260 \text{ \#/pie}$$

$$W_3 \text{ (viga exterior)} = 1207.50 \text{ \#/pie}$$

$$W_{\text{interior}} = W_1 + W_2 = 2.10 \text{ kip/pie}$$

$$W_{\text{exterior}} = W_1 + W_3 = 2.05 \text{ kip/pie}$$

y recordar diafragma como carga puntual  $P = 2.49 \text{ kips}$

### 7.7.1 CARGA VIVA

Se trabajará la carga de camión como crítica debido a la luz que se tiene. Debe utilizarse la tabla 3.23.1 del AASHTO para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

Para concreto en vigas T:

$$\begin{aligned} \text{puente de 1 vía} &= S/6.5 \quad \text{si } S < 6' \\ \text{puente de 2 vías} &= S/6.0 \quad \text{si } S < 10' \\ S &= \text{espaciamiento entre vigas (pies)} \end{aligned}$$

Si es mayor que estos límites la reacción debe calcularse en función de P (carga de camión) en las siguientes condiciones:

como se tiene  $S > 10'$ , luego se calcula:

a) Viga exterior:

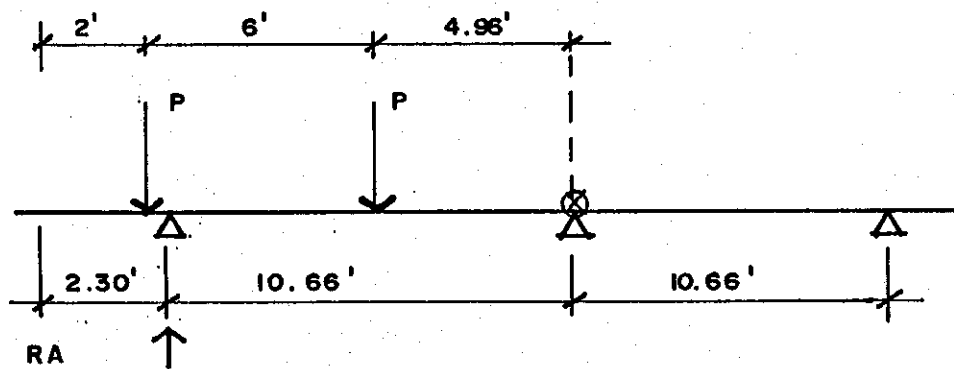


fig. 32 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE VIGA EXTERIOR

$$\begin{aligned} 10.66Ra &= 10.96P + 4.96P \\ Ra &= 1.49P \end{aligned}$$

efectos de sobre carga:

Se incrementarán los esfuerzos esperados un 50% y la carga viva se duplicará.

$$W_s \text{ muerta} = (1/150)W = 0.667 W$$

$$W_s \text{ viva} = (1/150) 2R_a = 1.333 R_a$$

b) Viga interior:

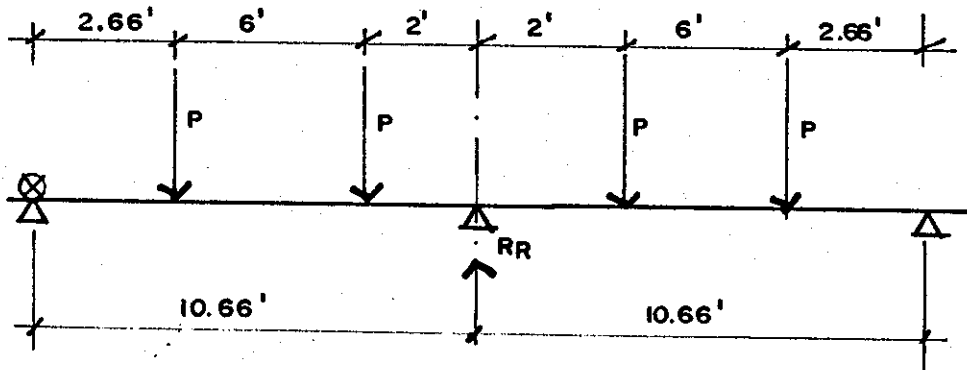


Fig. 33 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE VIGA INTERIOR

$$10.66 R_b = 2.66P + 8.66P$$

$$R_b = 1.06P \times 2 \text{vigas}$$

$$R_b = 2.12P$$

Efectos de sobrecarga:

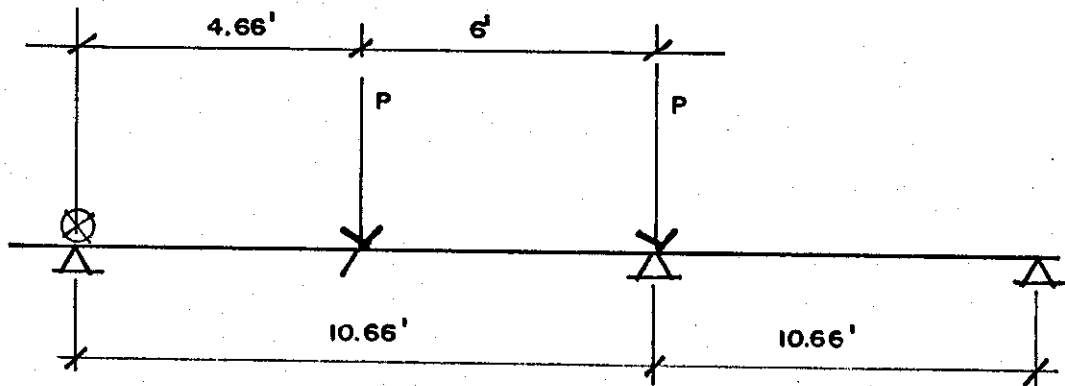


Fig. 34 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LOS EFECTOS DE SOBRECARGA

$$10.66R_b = 10.66(2P) + 4.66(2P)$$

$$R_b = 2.87P$$

## 7.7.2 INTEGRACION DE CARGAS

$W_1$	= CM sobre vigas	= 841.62 #/pie
$W_2$	= peso viga interior	= 1260 #/pie
$W_3$	= peso viga exterior	= 1207.5 #/pie
$P$	= diafragma	= 2490#

## 7.7.3 FACTOR DE DISTRIBUCION: AASHTO 3.23.1

calculados:

viga exterior	= 1.49
viga interior	= 2.12
sobrecarga	= 0.667 VM + 1.33 CV

## 7.7.4 CALCULO DE MOMENTOS

### 1.- Método tradicional

viga interior	= 2.10 kip/pie
viga exterior	= 2.05 kip/pie

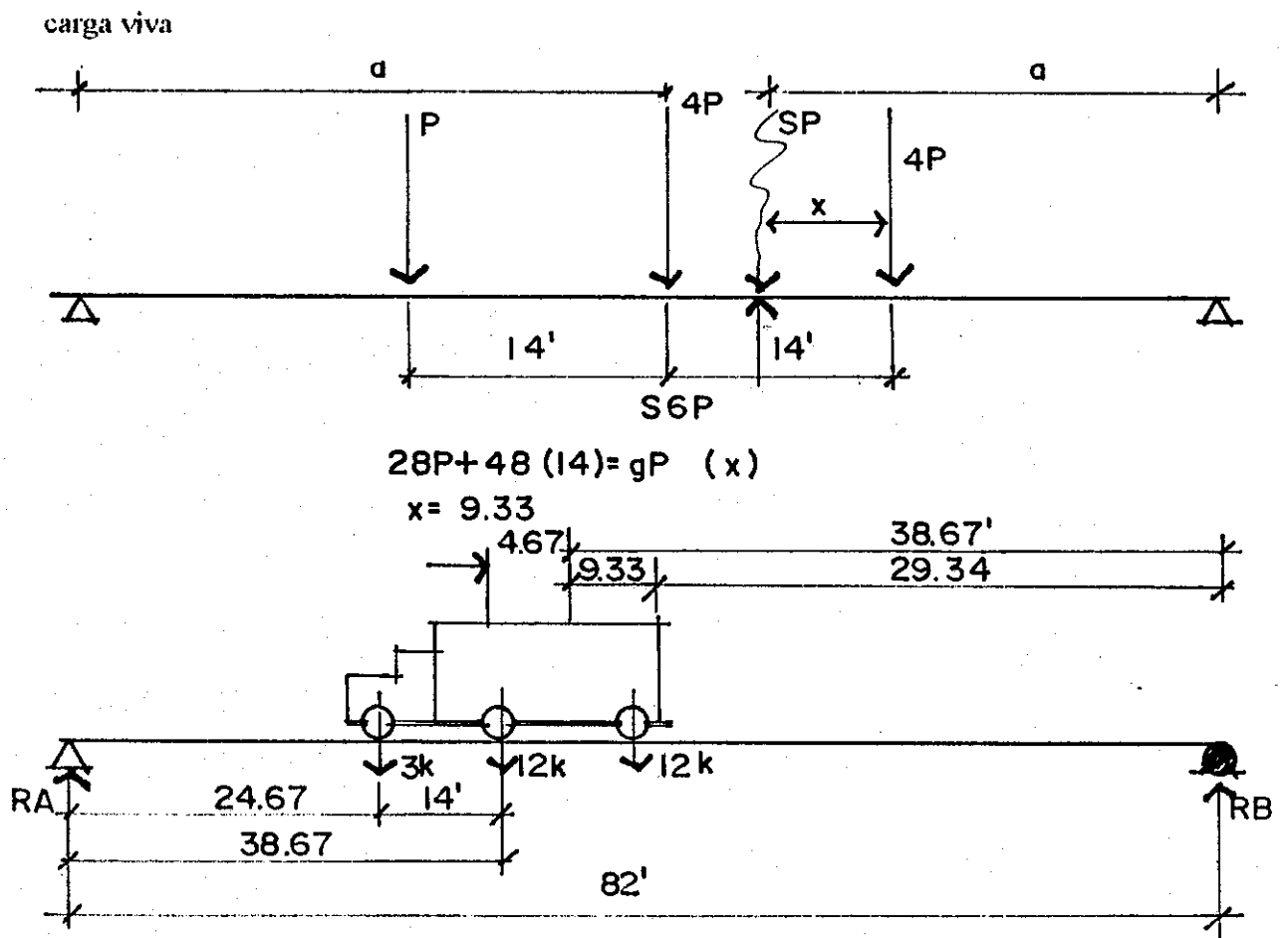


fig. 35 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA VIVA

$$2a + 4.67 = 82$$

$$a = 38.67$$



$$\Sigma Mb = 0$$

$$27 \times 38.67 - 82R_a = 0$$

$$R_a = 12.73$$

$$R_b = 27 - 12.73$$

$$R_b = 14.27$$

$$M_{m\acute{a}x.c} = 14.27 \times (38.67 + 4.67) - 12 \times 14$$

$$M_{m\acute{a}x.c} = 450.46 \text{ K'}$$

$$I = 50 / (125 + 82)$$

$$I = 0.24$$

$$\text{viga interior } M_{cv} + I = 450.46 \times 1.24 \times 2.12 = 1184.17 \text{ K'}$$

$$\text{viga exterior } M_{cv} + I = 450.46 \times 1.24 \times 1.49 = 832.27 \text{ K'}$$

### 7.7.5 CORTE POR METODO TRADICIONAL

Viga interior:

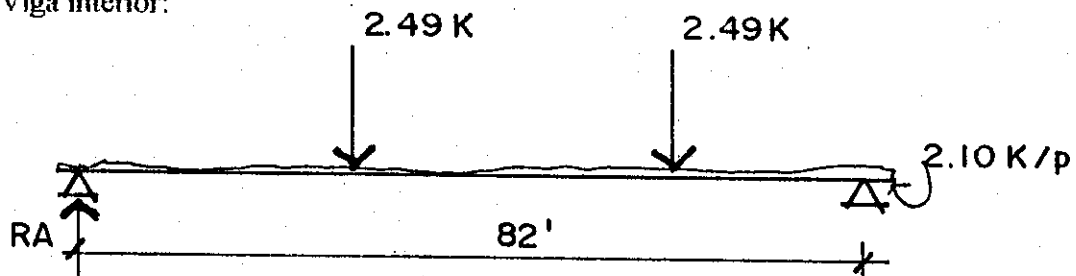


fig. 36 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA MUERTA

carga muerta

$$R_a = V_{cm} = WL/2 + P/2$$

$$R_a = 2.10 \times 82/2 + 2.49 \times 2/2$$

$$R_a = 88.59 \text{ K}$$

carga viva

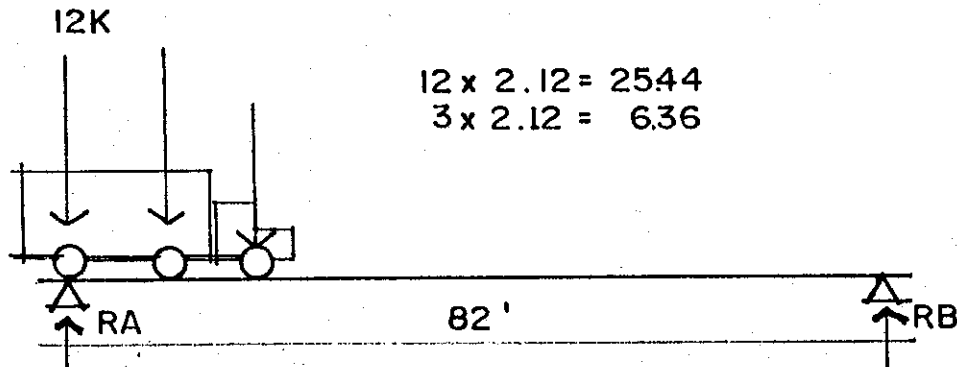


fig. 37 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA VIVA

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(82) - 12(82) - 25.44(82 - 14) - 6.36(82 - 28) = 0$$

$$R_a = 37.29 \text{ K} = V_{cv}$$

$$V_{cv} + I = 37.29 \times 1.24 = 46.24 \text{ K}$$

viga exterior:

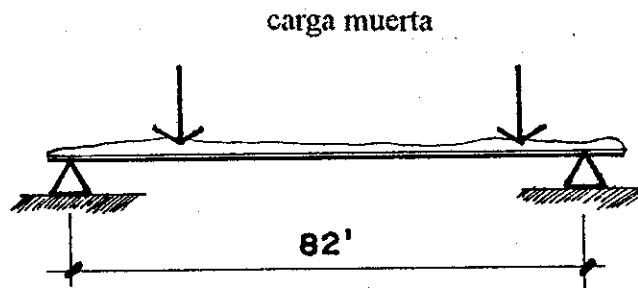


fig. 38 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA MUERTA

$$V_{cm} = 2.05 \times 82/2 + 2.49 \times 2/2$$

$$V_{cm} = 86.54 \text{ K}$$

carga viva

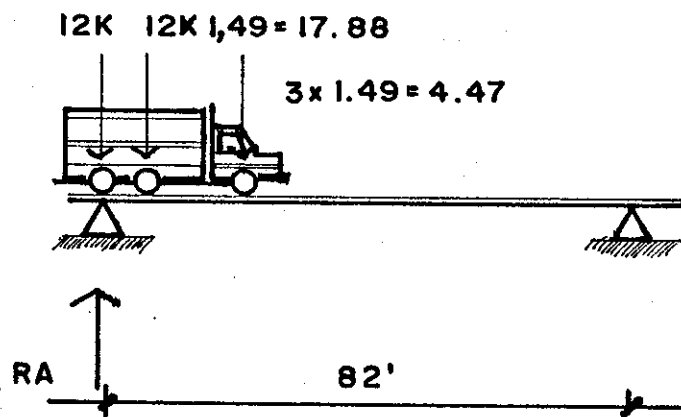


fig. 39 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA VIVA

$$R_a(82) - 12(82) - 17.88(82 - 14) - 4.47(82 - 28) = 0$$

$$R_a = V_{cv} = 29.77 \text{ K}$$

$$V_{cv} = 29.77 \times 1.24 = 36.92 \text{ k}$$

sobrecarga

$$0.667 \times 36.92 + 1.333 \times 86.54 = 139.97 \text{ K}$$

Resumen: (Kips)

exterior	86.54	36.92	139.9
interior	88.59	46.24	
viga	Vcm	Vcv + I	Vsc

carga muerta

viga interior

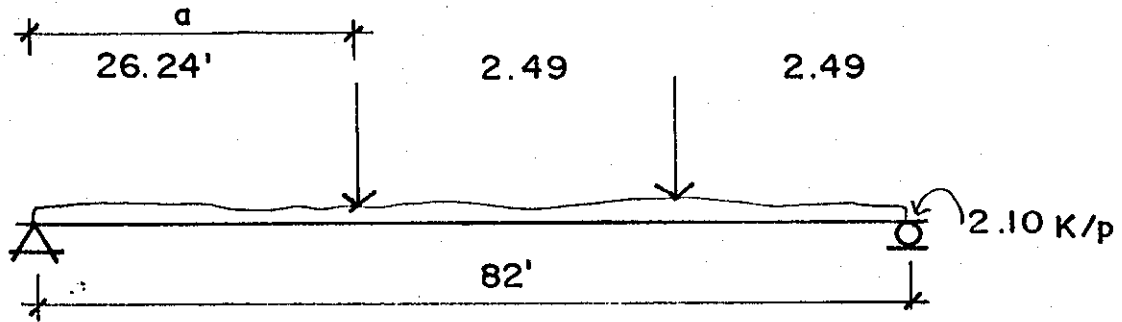


fig. 40 (b) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA MUERTA

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = WL^2/8 + Pa$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 2.10 \times 82^2/8 + 2.49 \times 26.24 = 1830.39 \text{ k'}$$

viga exterior

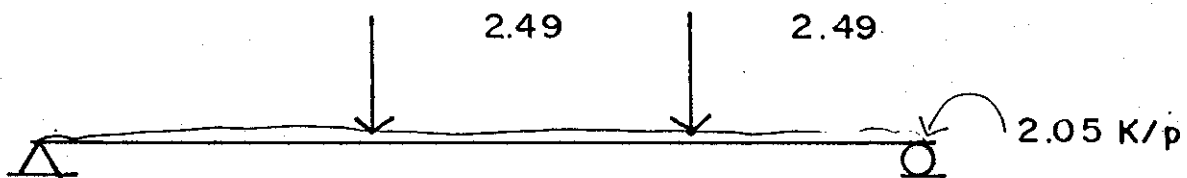


fig. 40 (a) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGA MUERTA

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = WL^2/8 + Pa$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 2.05 \times 82^2/8 + 2.49 \times 26.24 = 1788.36 \text{ k'}$$

Resumen: (Kips pie)

viga	Vcm	Vcv + I	Vsc
interior	1830.39	1184.17	
exterior	1788.36	832.27	2301.72

diseño de la viga

$$\begin{aligned} \mu_u &= 1.3 [ 1830.39 + (5/3)(1124.17) ] = 4954.21 \text{ K'} \\ \mu_u &= 685311.62 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$d - a/2 = 135 - 18/2 = 126$$

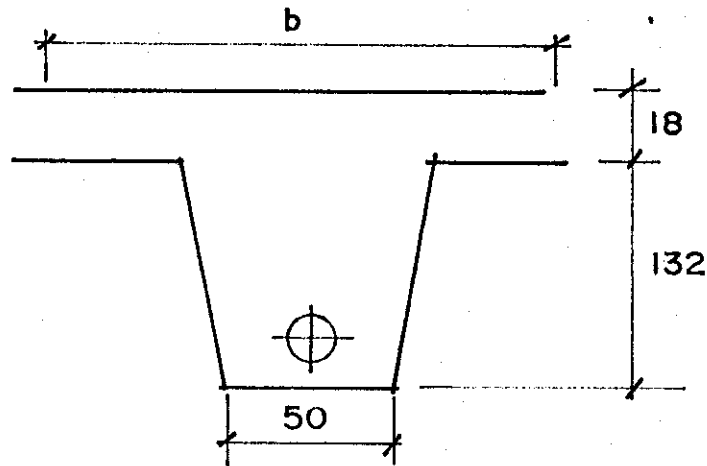


Fig. 41 SECCION DE VIGA

$$\begin{aligned} A_s &= \mu_u / [(0.9F_y)(d - a/2)] \\ A_s &= 685311.62 \times 100 / (0.9 \times 2810 \times 126) = 215.06 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$b \rightarrow 1/4L = 1/4(2S) = 6.25$$

$$S = 3.25 \text{ (adaptado)}$$

$$16e + b = 16 \times 18 + 50 = 3.38$$

$$\rho = A_s/bd$$

$$\rho = 215.06 / (325 \times 135) = 0.0049$$

$$a = \rho F_y d / 0.85F'_c$$

$$a = 0.0049 \times 2810 \times 135 / (0.85 \times 210)$$

$$a = 10.42 < 18$$

Funciona como viga rectangular no como viga T

AASHTO 8.16.3.2.

$$\rho_{\max} = [0.85\beta_1 F'_c/F_y \times 6090/(6090 + F_y)] \times 0.5 = 0.01847$$

$$\rho_{\min} = 14.1/F_y = 0.005$$

Haciendo iteraciones se tiene:  $a = 10.42$

$$A_s = 208.53 \text{ cm}^2$$

$$208.53/10.08 = 20.68 \approx 21 \text{ No 11}$$

$$A_s \text{ prop.} = 21 \times 10.08 = 211.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 211.68/(325 \times 135) = 0.0048$$

$$\rho = 221.76/(325 \times 135) = 0.005 \leftarrow 22 \text{ var.}$$

### 7.7.6 CORTES DE HIERROS PARA LINEAS DE INFLUENCIA

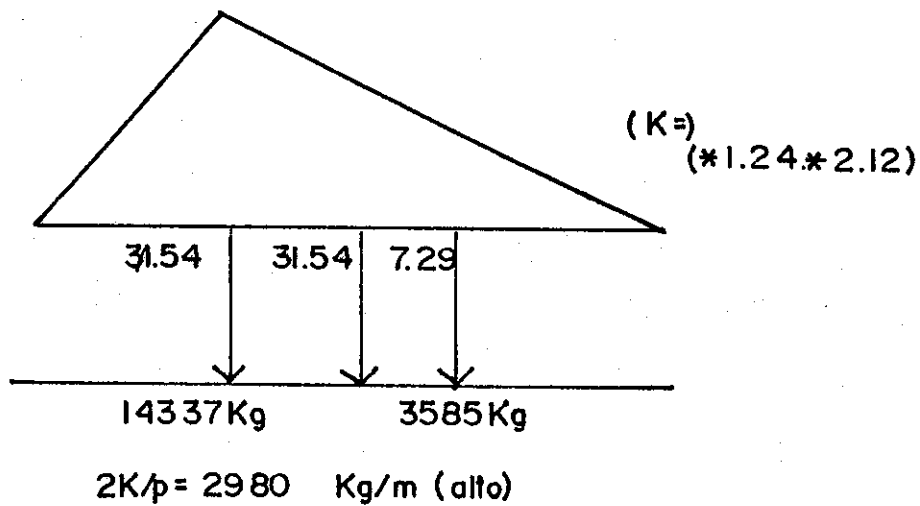
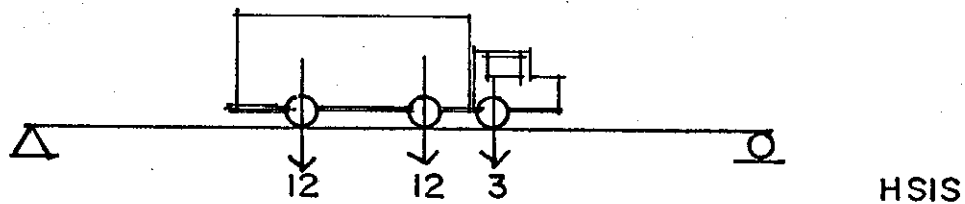


fig. 42 LINEAS DE INFLUENCIA

$$K/\text{pie} = 2980 \text{ kg/m (alto)}$$

### 7.7.7 DISEÑO POR CORTE

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} bd$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 50 \times 135 = 51842.90 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.3 [ 88590 + (5/3)(46240) ] = 215353.67 \# \approx 97880 \text{ kg}$$

$$V_{ua} > V_r$$

$$97880 \text{ kg} > 51842.9 \text{ kg}$$

$$V_s = (V_n - \phi V_c) / \phi$$

$$V_s = (97880 - 0.85 \times 51843) / 0.85 = 63309 \text{ kg}$$

$$S = A_v \times F_y \times d / V_s$$

$$S = 2 \times 1.27 \times 2810 \times 135 / 63309 = 15.2$$

No 4 @ 15 cms

poniendo 2 juegos : 2 No 4 @ 30 cms

### 7.7.8 DETALLE DE ARMADO:

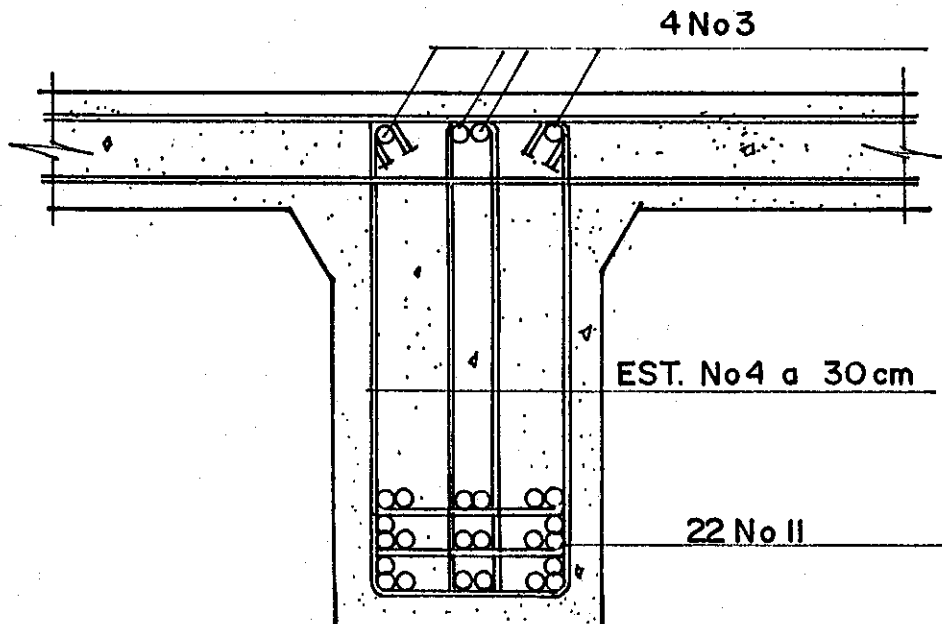


fig. 43

Nota:  
Viga exterior

Se diseña igual con las cargas que la componen, tomando en cuenta la sobrecarga:

$$C_u = 1.3(CM + (5/3)(CV + I + SC))$$

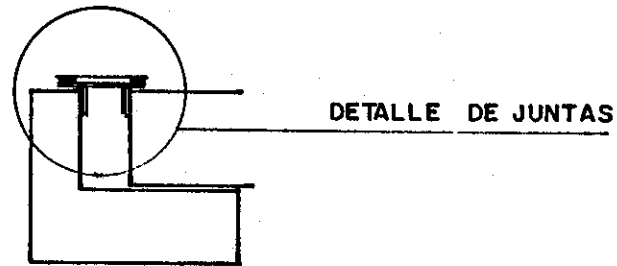
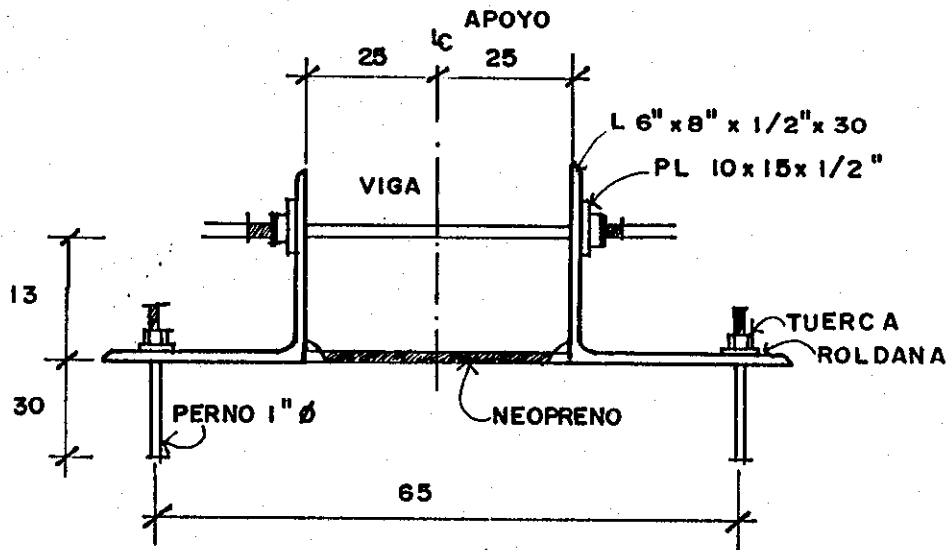


fig. 45

## 7.8 ESTRIBOS

Son los elementos del puente cuya función es transmitir la carga de la superestructura al suelo y contener el relleno que circula al mismo.

Los tipos de estribo más usado en el medio son:

- 1.- marco rígido
- 2.- caballete (con pilotes)
- 3.- mampostería
- 4.- concreto ciclopeo
- 5.- muros en voladizo

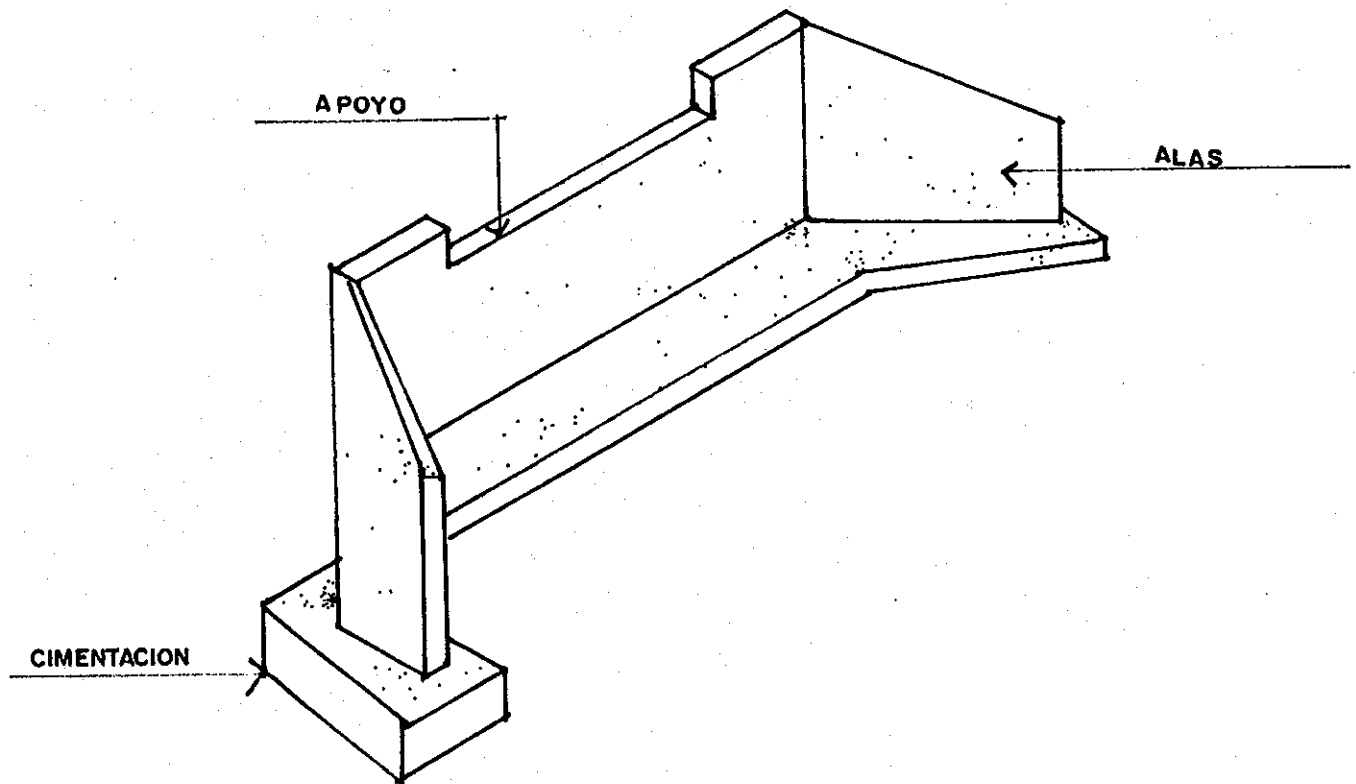
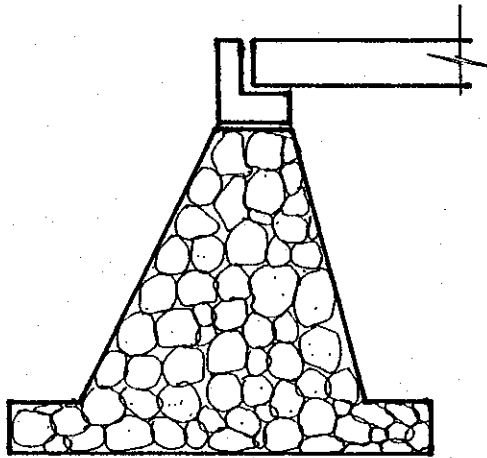


fig. 46 ISOMETRICO DE ESTRIBO

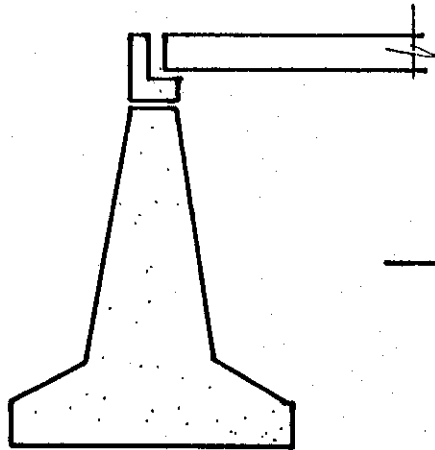




**MAMPOSTERIA**

---

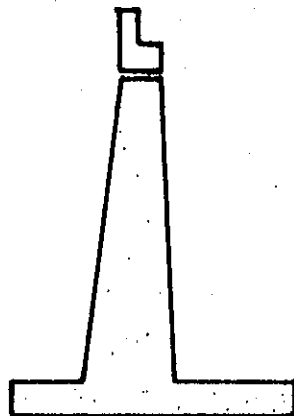
fig. 47 (a)



**CONCRETO CICLOPEO**

---

fig. 47 (b)



**VOLADIZO**

---

**CONCRETO REFOZADO**

---

fig. 47 (c)

## 7.8.1 ESTRIBOS DE MARCO RIGIDO

Este tipo de estribo está integrado por varios elementos estructurales que se diseñan separadamente.

Son recomendables cuando los muros de gravedad resultan muy masivos y cuando se cuenta un buen estudio de suelos del lugar.

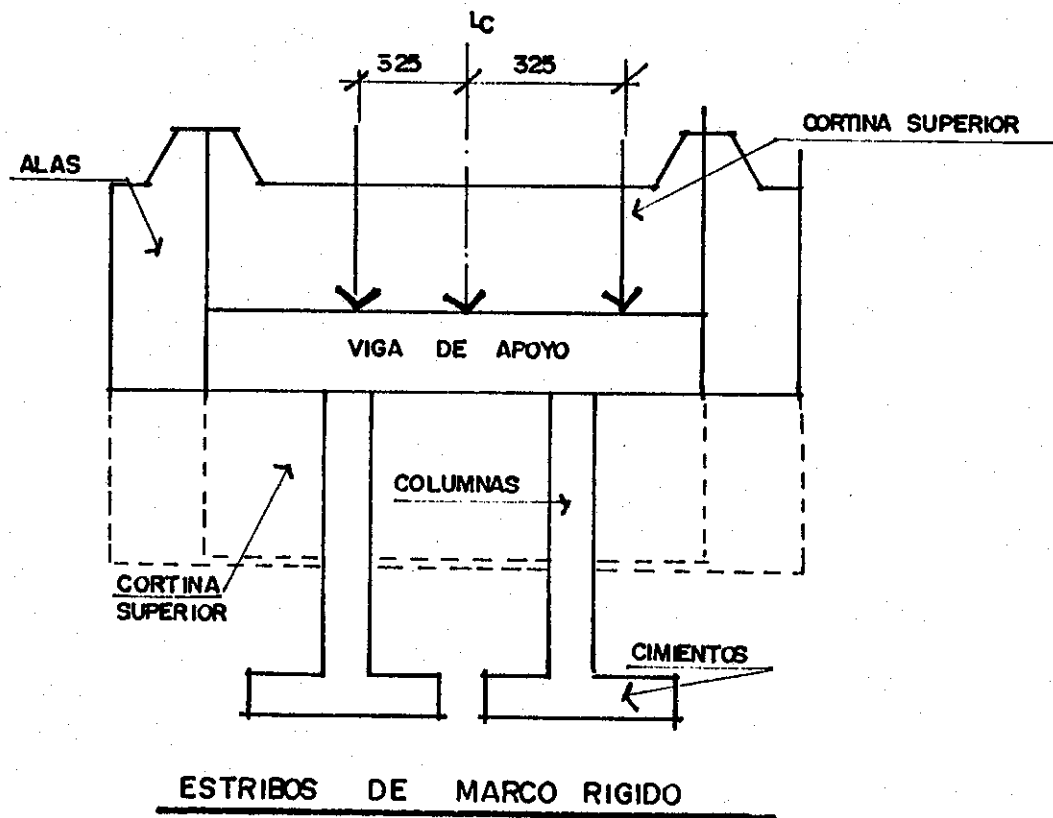


fig. 48

Los elementos que integran un estudio de marco rígido son:

1) CORTINA SUPERIOR

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal y se considera empotrado a la viga de apoyo, su alto depende de la viga del puente y su ancho del número de vías del mismo.

2) VIGA DE APOYO

Constituye la parte superior del marco rígido del estribo y está sujeta a empuje y sostiene la superestructura.

El empuje se controla con el grupo VII de AASHTO y debe proporcionarse el acero necesario para resistirlo. Luego se define la geometría del marco rígido consistente en la viga de apoyo y las columnas; dicho marco deberá analizarse para tres situaciones diferentes de carga:

A) SISMOS

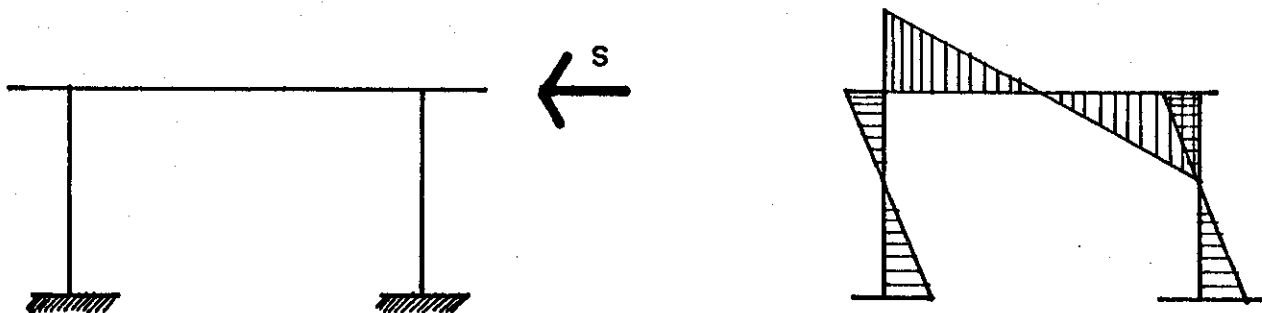


Fig. 49 (a) DIAGRAMA DE CARGA POR SISMO

B) CARGA MUERTA

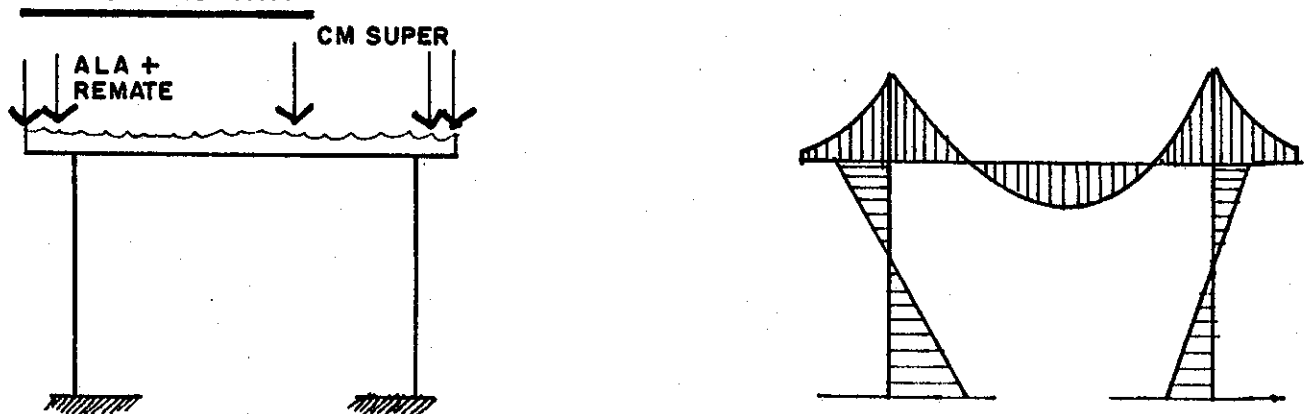


Fig. 49 (b) DIAGRAMA DE CARGA MUERTA

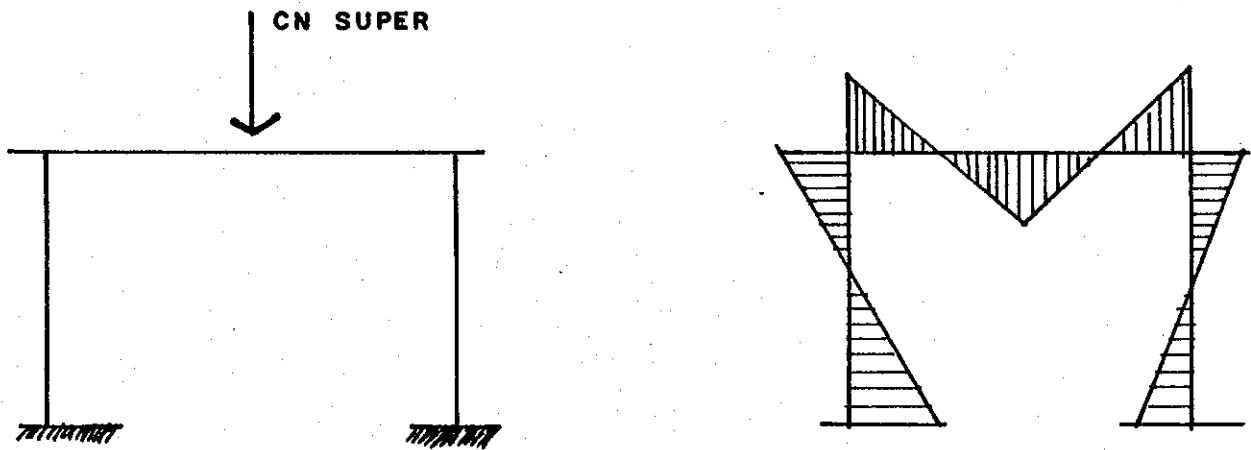


fig. 49 (c) DIAGRAMA DE CARGA VIVA

y aplicandose las diferentes combinaciones recomendadas por AASHTO (I, VII), se obtiene la envolvente que sirve para diseñar la viga.

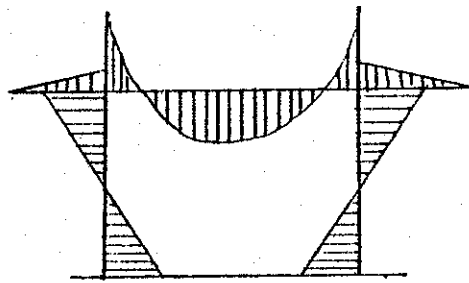


fig. 50 DIAGRAMA DE ENVOLVENTE

además deberá chequearse el refuerzo de corte combinado con torsión.

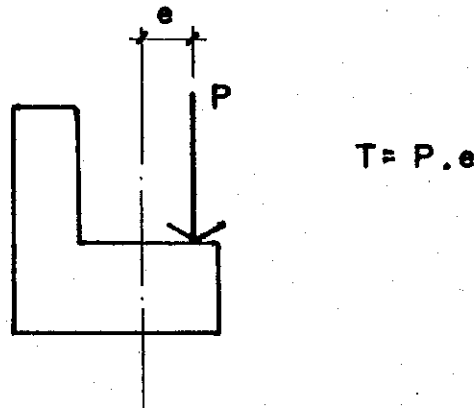


fig. 51 CORTE COMBINADO CON TORSION

#### 4) COLUMNAS

Su función es transmitir la carga a los cimientos, pudiendo ser de sección constante o variable.

Su altura efectiva se determinará:

$$H \text{ estructura} = \text{cota rasante} - \text{cota cimentación}$$

$$L_u = H - L \text{ viga} - h \text{ viga apoyo} - h \text{ cimiento}$$

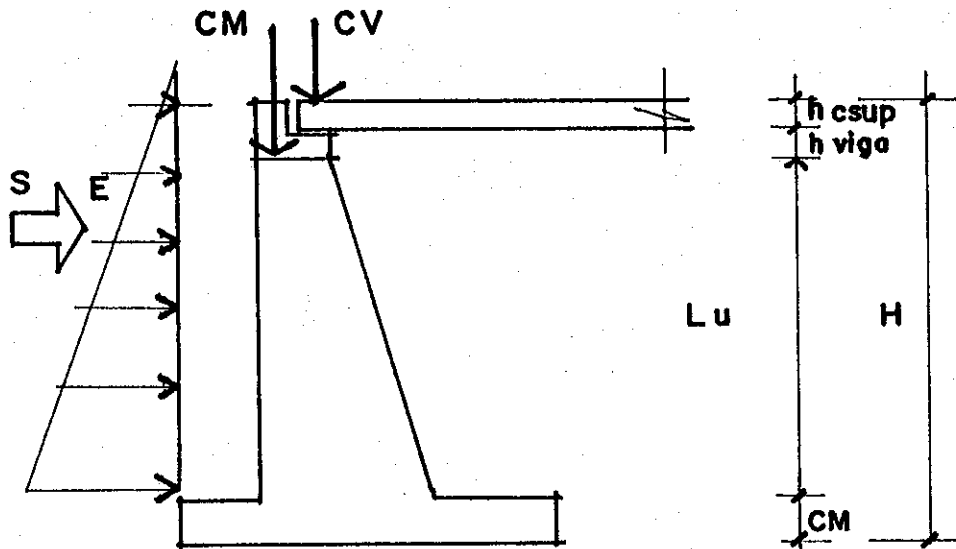


fig. 52 SECCION DE COLUMNA

para diseñarlas se tomarán varias secciones de las mismas y aplicando la teoría de diseño adecuada se chequearán para las combinaciones de carga más críticas.

Debe controlarse la esbeltez de la columna, así como si está trabajando a tensión o compresión y si la sección resiste.

#### 5) CIMENTO

El cimiento es la parte de la estructura que recibe toda la carga y la distribuye en el suelo.

De nuevo habrá que diseñarlo para la combinación crítica de cargas.

## 7.9 EJEMPLO DE DISEÑO DE ESTRIBO

Diseñar un estribo que sostenga una superestructura diseñada para HS20 y una luz de 10 mt. Se asumirán 3 vigas de concreto reforzado, separadas 3.25 mts, una losa de 18 cm de espesor, 5 cm de asfalto y vigas de 1.00 mt de altura. Se optará por el diseño de un estribo tipo muro de concreto ciclópeo, con su respectiva cortina y viga de apoyo.

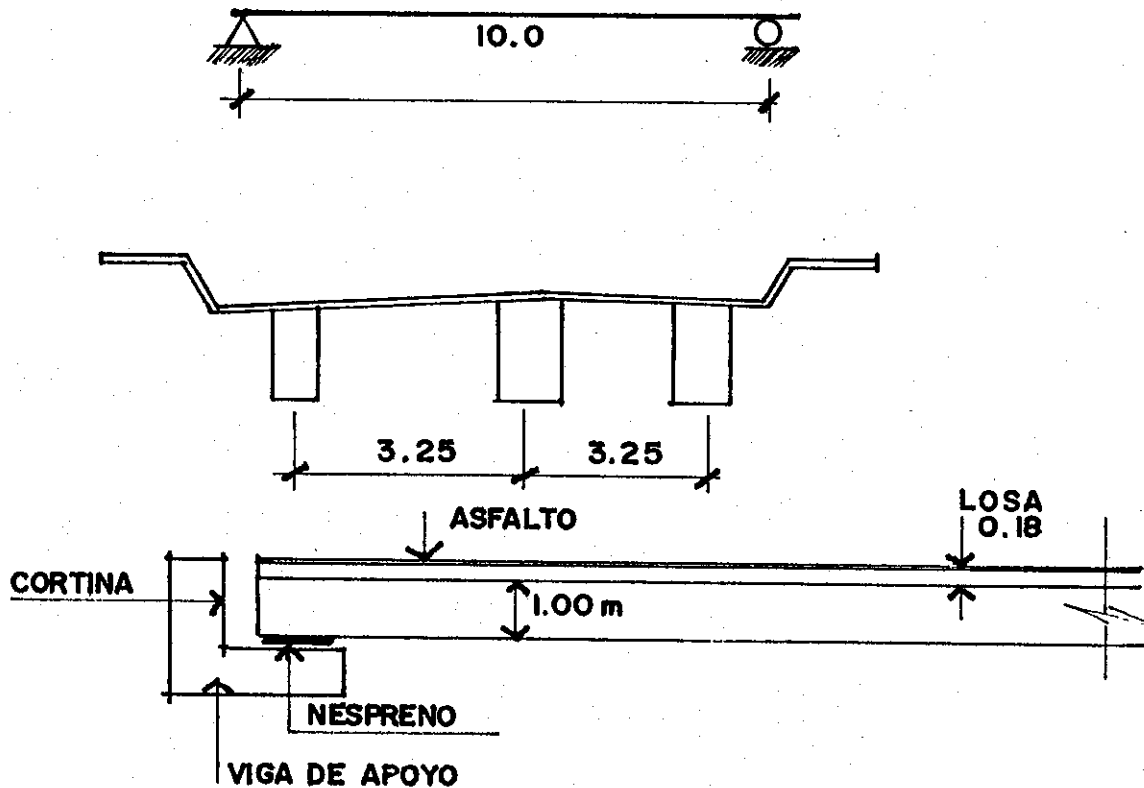


fig. 53 SECCIONES

### 7.9.1 DISEÑO DE CORTINA

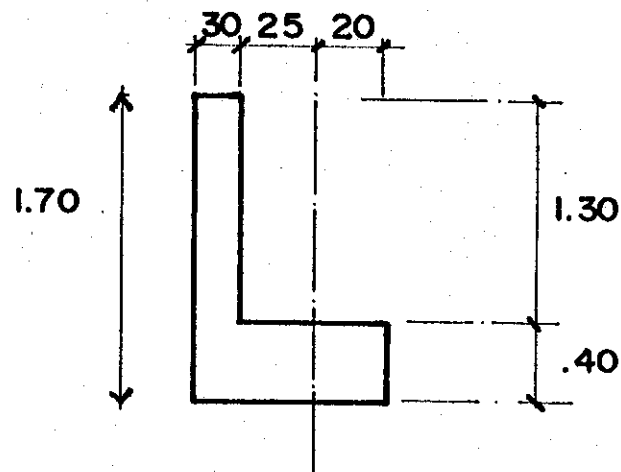


fig. 54 CORTINA

Después de predimensionar los elementos se procede a efectuar el análisis estructural respectivo, tratando de encontrar el valor de las reacciones máximas que puedan darse al colocar la carga viva en diversas posiciones:

Se analizan cuatro distintas posiciones transversales de camión, obteniéndose así los resultados máximos posibles

**TABLA DE REACCIONES**

POSICION	1	2	3	4
VIGA	CM (Kg)		CV (Kg)	
A	20928	20819	9388	18974
18974				
B	21324.4	9333	38095	18665
28380				
C	20928	-1216	9888	19602
10516				

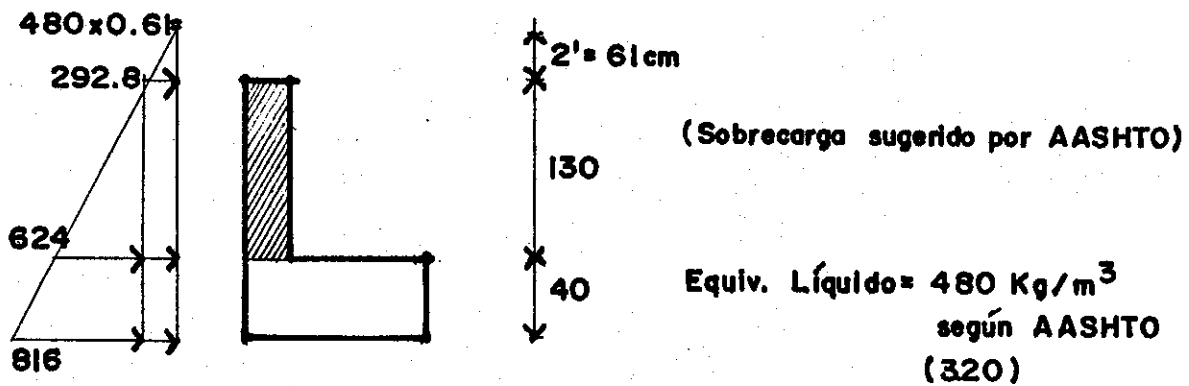


fig. 55 REACCIONES

**7.9.2 CALCULO DE EMPUJE**

$$F = 292.80 \times 1.30 + 624 \times 1.30/2 = 380.64 + 405.6$$

$$F = 786.24 \text{ Kg/m}$$

7.9.3 CALCULO DE FUERZA LONGITUDINAL  
(AASHTO 3.9.1)

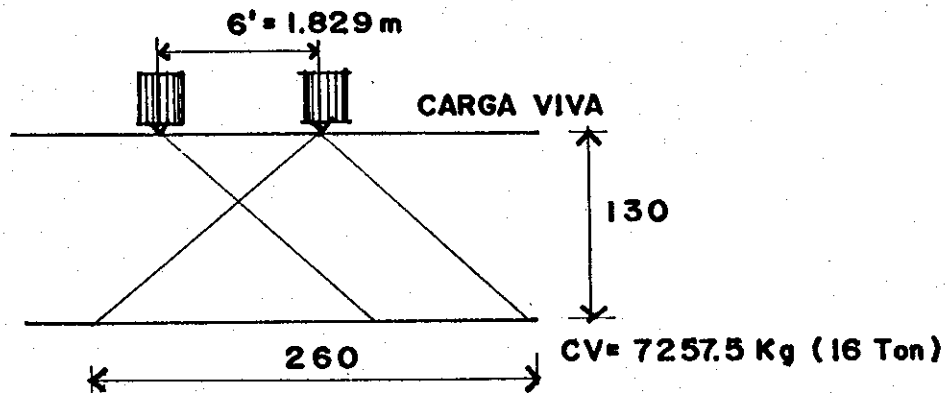


fig. 56 FUERZA LONGITUDINAL

CARGA VIVA DISTRIBUIDA

$$LF = 0.05 \times 7257.5 / 2.6 = 139.57 \text{ Kg/m}$$

al ser 2 llantas

$$2 \times 139.57 = 279.14 \text{ Kg/m}$$

ésta carga actúa a 6 pies sobre el piso de la losa (AASHTO 3.9.1)

$$\text{brazo} = 1.30 + 1.829 = 3.129 \text{ m}$$

7.9.4 CALCULO DE SISMO

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el sitio, siguiendo las especificaciones AASHTO 3.21

$$\text{coeficiente asumido} = 10\%$$

peso propio de cortina 1 m de ancho:

$$W = 0.30 \times 1.30 \times 1.00 \times 2400 = 936 \text{ Kg}$$

$$EQ = 0.10 \times 936 = 93.6 \text{ Kg}$$

$$\text{brazo al centro de gravedad} = 1.3/2 = 0.65 \text{ m}$$



### 7.9.5 COMBINACION DE CARGAS

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1A , aplican en este caso:

$$\text{Grupo III : } 1.3 (E + LF)$$

$$\text{Grupo VII : } 1.3 (E + EQ)$$

$$\text{calculando momentos: } M = Fb$$

Grupo III:

$$M = 1.3 (((380.64 \times 1.3/2) + (405.6 \times 1.3/3)) + (279.14 \times 3.129))$$

$$M = 1.3 ( 423.18 + 873.43)$$

$$M = 1685.59 \text{ Kg-m/m}$$

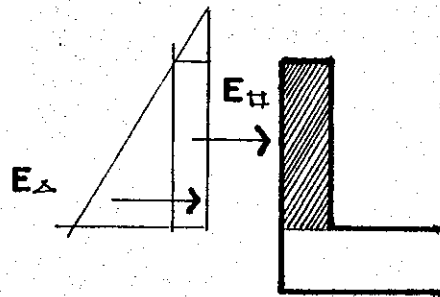


fig. 57 (a) COMBINACION DE CARGAS

Grupo VII:

$$M = 1.3 (( 380.64 \times 1.3/2 + 405.6 \times 1.3/3) + ( 93.6 \times 0.65))$$

$$M = 1.3(423.18 + 60.84)$$

$$M = 629.23 \text{ Kg-m/m}$$

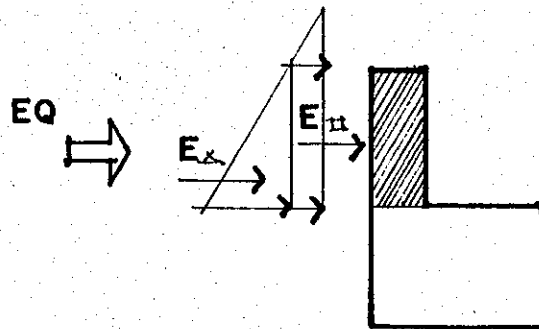
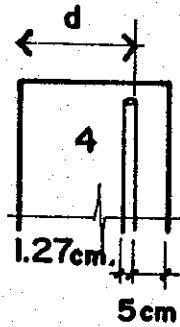


fig. 57 (b) COMBINACION DE CARGAS

por lo tanto se diseñará usando el grupo III que domina.

### 7.9.6 AREA DE ACERO

$$\begin{aligned} M_u &= 1685.59 \text{ Kg-m/m} \\ d &= 24.37 \text{ cm} \\ f'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 2810 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$\rho_b = (0.85 \times \beta \times f'_c / f_y) \times (6100 / (6100 + f_y)) = 0.03697$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.01848$$

$$q = \rho (f_y / f'_c) = 0.2473$$

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / (\phi \times f_y \times d(1 - 0.6q)) \\ A_s &= 1685.59 \times 100 / (0.9 \times 2810 \times 24.37(1 - 0.6 \times 0.2473)) \\ S &= 1.27 \times 100 / 3.21 = 39.54 \end{aligned}$$

No 4 @ 35

### 7.9.7 CORTE

Grupo III

$$\begin{aligned} V &= 1.3(E + LF) \\ V &= 1.3(786.24 + 279.14) = 1384.99 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Grupo VII

$$\begin{aligned} V &= 1.3(E + EQ) \\ V &= 1.3(786.24 + 93.6) = 1143.79 \text{ Kg} \end{aligned}$$

domina el grupo III, luego:

$$V_u = 1384.99 / bd = 0.5683 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde

$$b = 100$$

$$d = 24.37$$

corte resistente del concreto:

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.53 \times \phi \times \sqrt{f'_c} \\ V_{uc} &= 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{luego } V_u &< V_{uc} \text{ por lo tanto el concreto si resiste.} \end{aligned}$$

luego se pone refuerzo por temperatura en el otro sentido:

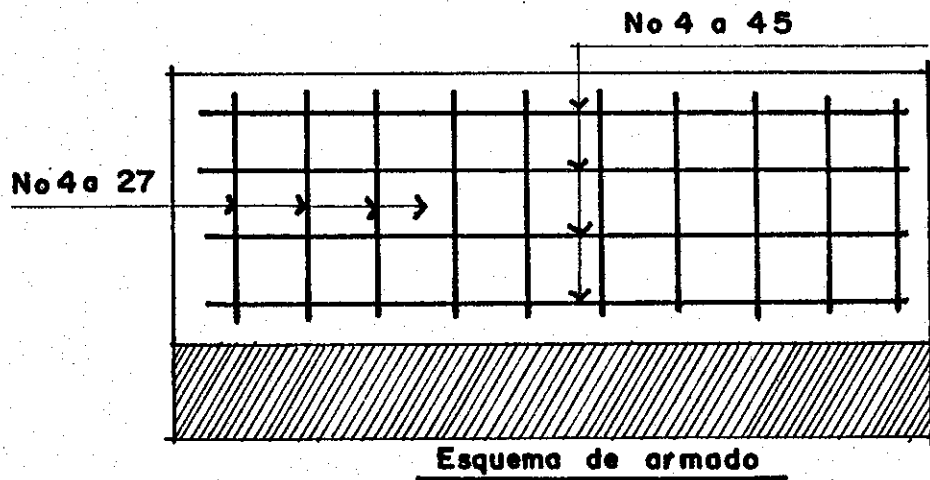


fig. 58

### 7.10 DISEÑO DE VIGA DE APOYO

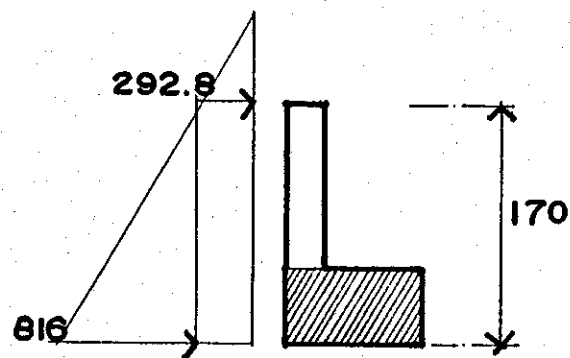


fig. 59

se calcula el empuje:

$$E = 292.8 \times 1.7 + 816 \times 1.7/2 = 1191.36 \text{ Kg/m}$$
$$Eu = 1.3 \times 1191.36 = 1548.77 \text{ Kg/m}$$

previo a seguir este analisis se debe calcular el ALA

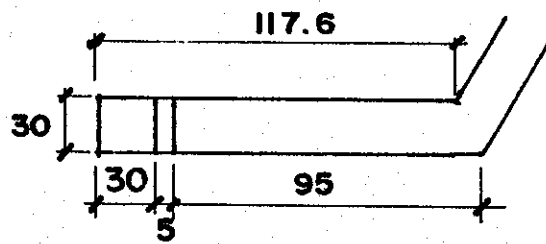


fig. 60 (a) PLANTA

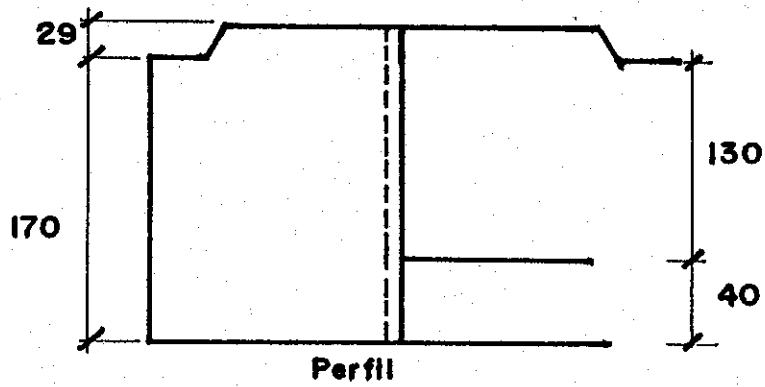


fig. 60 (b) PERFIL

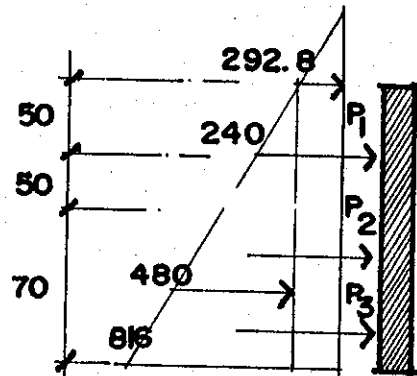


fig. 61 REACCIONES

$$P3 = 1.3 ((816 + 480)/2 + 292.8) = 1223.04 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Area} = 0.7 \times 1.176 = 0.8232$$

$$\text{Fuerza} = 0.8232 \times 1223.04 = 1006.81$$

$$\text{brazo} = 1.176/2 = 0.59 \text{ m}$$

$$M = Fb = 1006.81 \times 0.59 = 594.02 \text{ Kg - m}$$

área de acero:

$q = 0.2472$  ya calculado

$$A_s = 594.02 \times 100 / (0.9 \times 2810 \times 24.37 \times (1 - 0.6 \times 0.2472)) = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.27 \times 70 / 1.13 = 78.67 \text{ cm}$$

luego se usará el mínimo recomendado, No 4 @ 45 cm, en todo el área, ya que ésta será la situación crítica, ya no se requiere chequear las otras.

CHEQUEO DEL CORTE:

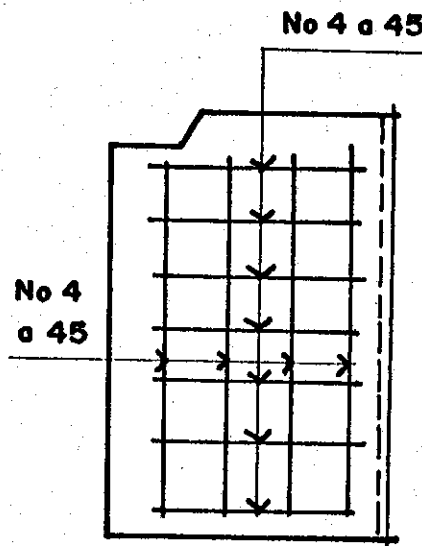
$$V_u = F = 1006.81 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1006.81 / (70 \times 24.37) = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = 0.53 \sqrt{f_c} = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u < V_{uc}$$

En todos los demás puntos del ala será suficiente el refuerzo dado ya que las cargas serán menores.



**ESQUEMA DE REFUERZO**

fig. 62

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

Fuerza resultante total:

$$F = 1.3 \times 1.176 \times (292.8 \times 1.70 + 816 \times 1.7/2) = 1821.35 \text{ Kg}$$

$$y = ((292.8 \times 1.70^2 \times \frac{1}{2}) + (816 \times 1.70^2/2 \times \frac{1}{3})) / (292.8 \times 1.7 + 816 \times 1.70/2)$$

$$y = 0.6850$$

### ESQUEMA DE VIGA DE APOYO SOBRE EL MURO DE CICLOPEO

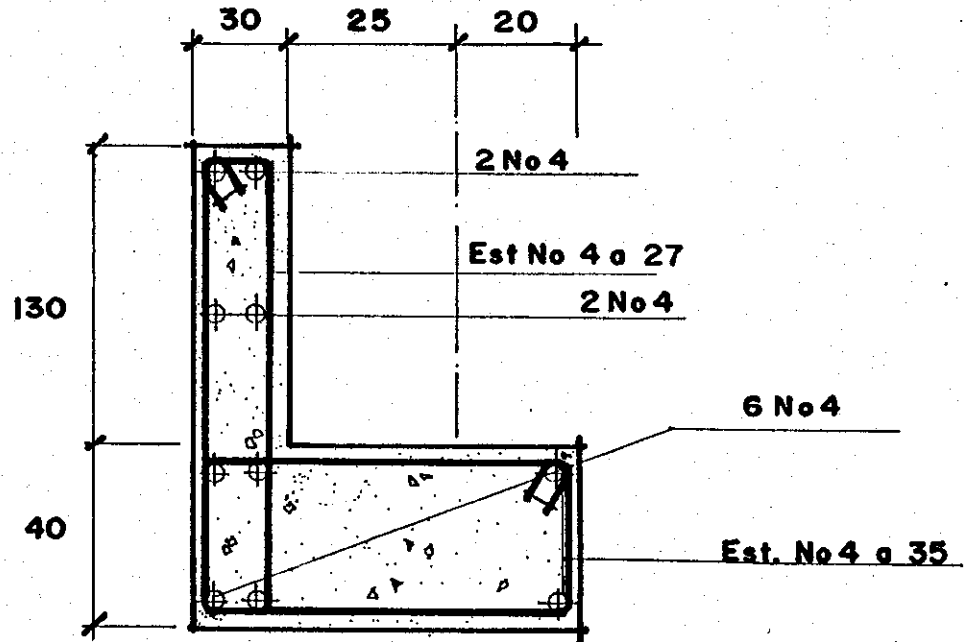


fig. 63

$$A_s = 0.0018 \times b t = 0.0018 \times 75 \times 40 = 5.40 \text{ cm}^2$$

de donde resulta : 5 No 4

## **CAPITULO VIII**

### **8. DETALLES ESPECIALES DE DISEÑO**

#### **8.1 CONEXIONES:**

Una estructura está constituida por miembros individuales unidos por conexiones. Estas deben diseñarse para evitar:

- a) fallas en las estructuras.
- b) deflexiones indeseables.

Deben controlarse además el diseño de los miembros principales y la construcción debe ser segura y económica.

Las cargas se transmiten a través de tornillos, remaches, pines o soldaduras concentrándose en pequeñas áreas de trabajo.

#### **8.2 TIPOS DE CONEXIONES**

Según AISC 9-1

##### **TIPO 1: MARCO RIGIDO**

Conexiones viga-columna que son suficientemente rígidas para mantener la angulación de los miembros que se interceptan.

##### **TIPO 2: MARCO SIMPLE**

Las vigas están conectadas sólo por corte y son libres a girar bajo una carga de gravedad.

##### **TIPO 3: MARCO SEMIRIGIDO**

La conexión posee cierta capacidad de momento y es un tipo intermedio entre los dos anteriores.

#### **8.3 ENCOGIMIENTO**

El puente de concreto reforzado se emplea para luces relativamente cortas y de preesforzado para luces mayores, compitiendo con el acero. El concreto tiene una característica que debe tenerse muy en cuenta, y es el encogimiento que sufre debido a los cambios de temperatura. entre los tipos de encogimientos que existen se tienen los siguientes:

a) **Plástico:** Ocurre en las primeras horas después de colocar el concreto.

b) **Secado:** Ocurre después de que el concreto ha obtenido su hidratación normal y se encuentra bien conformado, de modo que pierde humedad por evaporación.

Puede estimarse en general que el cambio de volumen en el concreto es debido a pérdida de humedad.

## 8.4 FALLAS

Existen diversidad de fallas en los puentes, tanto las que pueden suceder en la subestructura, como en la superestructura. Entre las fallas que existen se tienen las siguientes:

a) **Balanceada:** El acero empieza a ceder cuando el concreto alcanza su capacidad última de resistencia.

b) **Supereforzada:** La falla ocurre cuando el concreto empieza a romperse, sucede cuando tiene más acero del necesario.

c) **Poco reforzada:** La falla ocurre cuando el acero falla normalmente, esto sucede cuando tiene menos acero del necesario.

La mayoría de las fallas en las subestructuras de puentes se han debido a causa de la socavación de los cimientos de las estructuras tipo muro y de marco rígido, producido por el flujo de la corriente, originando en algunos casos el volteo de las mismas.

Existen además el tipo de falla producida por asentamientos por compresibilidad del suelo. Los asentamientos excesivos producen generalmente el agrietamiento y en algunos casos el colapso de la estructura. Cuando el asentamiento es uniforme no produce grietas. El desplome puede producirse también por asentamiento y es grave en estructuras altas y esbeltas como las pilas. Han ocurrido cuando la compresibilidad del suelo no es uniforme. Otras veces el estribo se puede inclinar hacia atrás debido a la consolidación de un suelo compresible por efecto del peso del relleno en los accesos del puente.

No todas las grietas de la estructura tienen por causa el asentamiento. Las contracciones por fraguado producen grietas verticales y horizontales y de ancho uniforme o más estrechas en ambos extremos. Las expansiones y contracciones térmicas son causa importante de grietas que se pueden identificar porque se abren y cierran con los cambios de temperatura.

Las vibraciones, choques y temblores de tierra pueden producir grietas; éstas tienen generalmente la forma de equis (X) en los extremos de los muros, y la forma de asterisco (\*) o de cruz (+) en el centro.



En el caso de estructuras con pilotes, éstos sufren deterioro a causa de la intemperización del concreto expuesto a los elementos destructivos, contenidos o transportados por el aire y el agua. En regiones húmedas costeras, la humedad penetra al concreto provocando la astilladura y corrosión del refuerzo.

Una de las causas de las fallas, especialmente en la socavación lateral del terraplén es debido a que no se han construido las cunetas necesarias en los estribos para facilitar que el agua pueda drenar fácilmente.

Con el fin de evitar algunas de las fallas antes mencionadas, se sugiere tomar en cuenta lo siguiente:

- .- Tener una supervisión de control de calidad en el concreto.
- .- Para evitar socavamiento en el lugar donde se efectuó la excavación estructural, el espacio que no sea ocupado por subestructura debe rellenarse hasta la superficie del terreno o hasta el nivel de la subrasante con un material de buena calidad, sin arcilla, terrones grandes, madera u otro material fácilmente erosionante. La falla por socavación se evitará también si la estructura se encuentra lo suficientemente alejada de la acción de la corriente.
- .- Cuando el caso así lo amerite la subestructura se deberá proteger con gaviones u otro sistema apropiado de defensa.
- .- Las grietas por fraguado se pueden evitar realizando un curado adecuado durante el tiempo que dure el mismo. Cualquier otro tipo de grieta que surja después por diferentes causas debe repararse con el fin de evitar que la misma continúe y pueda llegar a producir alguna falla.
- .- Cuando se efectúa un diseño de estribo, debe ponerse especial cuidado en la longitud adecuada y que al mismo tiempo sirva de protección al relleno y para encauzar la corriente.

## CAPITULO IX

### 9. METODOS CONSTRUCTIVOS

#### 9.1 CONCRETO PREESFORZADO:

El preesfuerzo es un principio, su aplicación es un resultado de algo natural que sucede con el concreto.

El concreto es fuerte en compresión y débil en tensión. Para propósitos de diseño su resistencia a tensión no se toma en cuenta. El preesfuerzo produce esfuerzos de compresión que disminuyen los esfuerzos de tensión que producen las cargas externas.

El primero en usarlo fue P.H. Jackson en California en 1886, luego en 1888 E.W. Doehring en Alemania. En Francia Eugene Freyssmet, es el primero que identifica las pérdidas del preesfuerzo y cómo solventarlas.

El primer puente de concreto preesforzado que se construyó fue el Walnut Lane, en Filadelfia de 47 mts. Las vigas de preesforzado para puentes llegan a alcanzar luces antiguamente consideradas como exóticas, como el Pamots Feny de California de 19.5 mts.

##### 9.1.1.- PREESFORZADO:

En este caso los tendones son sometidos hasta cierta tensión y fijados a anclajes o moldes. El concreto se funde y luego los cables se sueltan. Al acortarse los mismos, se producen esfuerzos de compresión en el concreto.

Se usan tendones de diámetro pequeño: 3/8", 1/2". Este método es fácil de mecanizar.

##### 9.1.2.- POSTENSADO:

Aquí los tendones son estriados y anclados hasta después que el concreto se ha fundido, esto se logra dejando un ducto para los tendones, que después de efectuado el postensado se llena de mortero.

El esfuerzo en los tendones continuamente decrece y esto puede calcularse con fines de diseño. Las causas de este fenómeno son:

- 1.- Acortamiento elástico.
- 2.- Relajamiento.
- 3.- Acortamiento del concreto.
- 4.- Creep.
- 5.- Fricción.
- 6.- Set del anclaje.

En la construcción con concreto preesforzado, el concreto está sujeto a esfuerzos de compresión permanentes de tal magnitud, que no se produce prácticamente tensión alguna cuando se aplica la carga de diseño. El sistema de preesforzado permite un mejor aprovechamiento del concreto que en el sistema de refuerzo común, además que permite reducir la carga muerta, lo cual hace posible utilizar claros más largos con concreto, que a veces resultan competitivos en costo con el acero. Sin embargo requiere mayor complejidad de diseño, una calidad más elevada de los materiales (tanto de concreto como de acero) y más refinamiento y controles en la fabricación que el concreto reforzado.

El concreto preesforzado puede ser precolado, pretensado, precolado y pretensado, colado en el sitio y postensado, compuesto, o en forma parcialmente preesforzado.

El concreto preesforzado, colado en el sitio, se usa con frecuencia para puentes de nivel bajo, cuando las condiciones del terreno favorecen el armado de obra falsa común. Las secciones transversales típicas son similares a las que se usan en secciones reforzadas comunes, excepto que, en general, el preesforzado permite diseños con paredes más delgadas.

El concreto preesforzado compite con otros materiales en claros grandes. Las técnicas de construcción y mejoras en el equipo de preesfuerzo, como ductos lisos y ligeros que reducen las pérdidas por fricción, han logrado que los puentes de concreto preesforzado compitan en forma directa con el acero estructural, el cual era preponderante en los claros medios y largos.

## 9.2 PLANEAMIENTO Y DECISION DEL PUENTE

Los factores que influyen en son:

1.- Luz a salvar.

### 1. LUZ A SALVAR

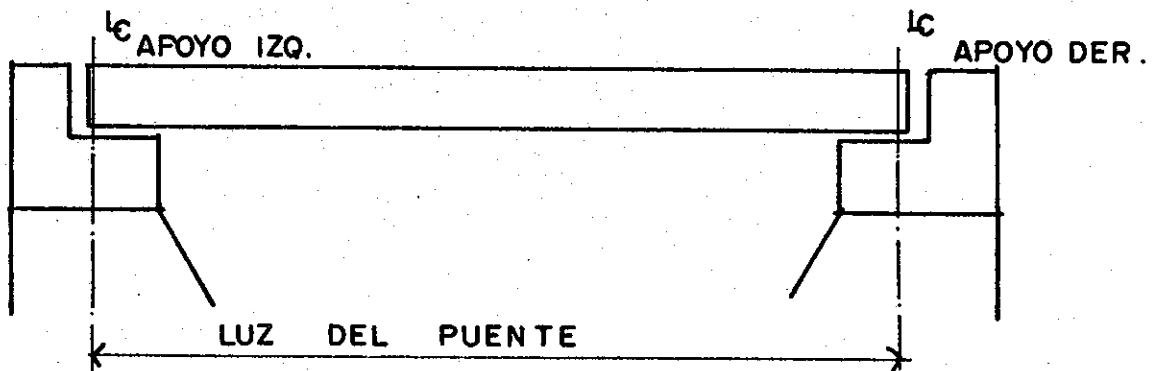


fig. 64

- 2.- La magnitud de la estructura deseada en relación con el medio ambiente que la rodee.
- 3.- El tipo de carga esperada. Esto dependerá del tipo de carretera donde se ubique, en Guatemala se clasifican así:

CA (centroamerica)  
RN (ruta nacional)  
DEPTAL (ruta departamental)  
RURAL (camino rural)

De modo que esto definirá que tipo de camión se tendrá la expectativa que pase por el lugar.

- 4.- Acceso al lugar.
- 5.- Disponibilidad de tecnología en el sitio.
- 6.- Características del suelo. Esto se determinará en base al estudio de suelos que es indispensable que se realice, ya que proporciona dos datos de suma importancia, siendo éstos:
  - a) cota de cimentación.
  - b) capacidad soporte del suelo.

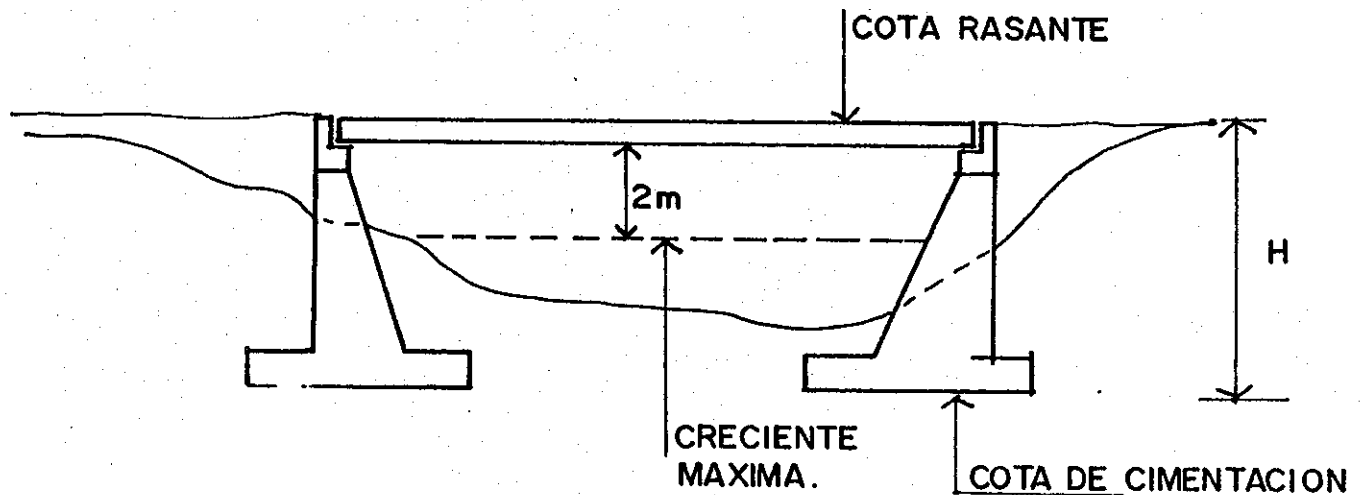


fig. 65 SECCION DE PUENTE

Estos resultados se obtienen usando los métodos más conocidos como:

- a) SPT (Standard Penetration Test)
- b) CPT (Cone Penetration Test)

7.- Importancia del puente.

8.- Costo comparativo.

En conclusión, la obra que se diseñe deberá ser:

- a) económica.
- b) funcional.

### 9.3 ALTURA DE LA ESTRUCTURA

La altura de la estructura H, se define como la diferencia entre la cota de rasante y la cota de cimentación, así:

$$H = \text{cota ras.} - \text{cota cim.}$$

### 9.4 CRECIENTES

Las crecientes en un río pueden dividirse en tres tipos:

- 1.- NORMAL: la que mantiene el río y fluctúa poco.
- 2.- MÁXIMA: Aquella que sucede casi anualmente en el invierno.
- 3.- MÁXIMA EXTRAORDINARIA: Aquella que sucede cuando se presenta algún fenómeno natural excepcional.

En el diseño del puente se considera la creciente máxima, tratando de protegerlo contra la máxima extraordinaria que pueda presentarse. Generalmente la superestructura se colocará unos dos metros sobre la creciente máxima.

### 9.5 VELOCIDADES DE LA CORRIENTE:

Las normas que pueden suceder van a depender del lecho del río, de tal modo que serán:

- |                                |             |
|--------------------------------|-------------|
| 1.- arenoso                    | 0.30 m/seg. |
| 2.- gravoso                    | 0.60 m/seg. |
| 3.- piedra aglomerada          | 1.50 m/seg. |
| 4.- arcilla dura, rocas flojas | 1.80 m/seg. |

En el caso que alcancen velocidades de hasta 12m/seg., se requerirán obras de protección tales como gaviones o pilas especiales.

## 9.6 SOCAVACIONES:

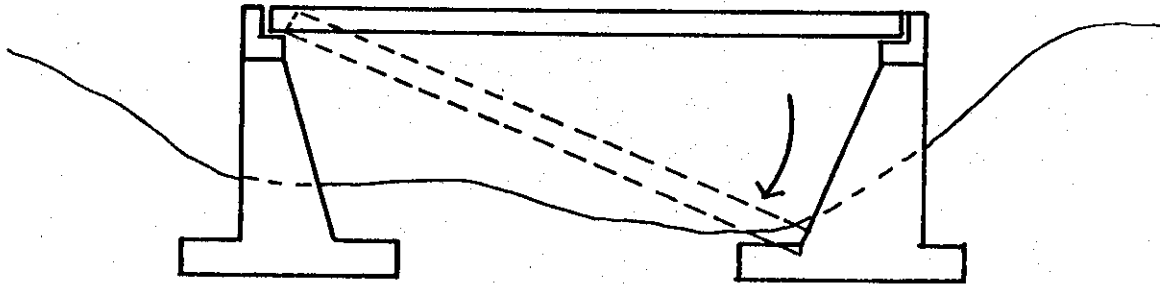
Las socavaciones en la estructura de un puente que puedan ocasionarle problemas se podrán evitar por medio de obras de protección como por ejemplo:

- Gaviones para estribos.
- Tablaestecas o pilotes para pilas.
- Drenajes para corrientes de lluvia.

## 9.7 RIESGO SISMICO:

En Guatemala, tratándose de una zona de alto riesgo sísmico, este es un factor que debe tomarse muy en cuenta.

La respuesta más característica de un puente consiste en que los soportes se mueven diferencialmente; las superestructuras de puentes simplemente soportados caerán a no ser que se les provea de adecuados detalles en las juntas o apoyos, aunque el daño será más previsible que los puentes de superestructura continua, tal como lo han demostrado las experiencias anteriores.



MOVIMIENTO DE PUENTE DEBIDO A LA FUERZA DE SISMO

fig. 66

PROPIEDAD DE LA INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS CIENTÍFICOS Y TECNOLÓGICOS DEL GOBIERNO DE GUATEMALA

Los apoyos deben proveerse de topes o placas que permitan solamente el movimiento debido a:

temperatura + creep + acortamiento  
(en estructuras de concreto)

Según datos históricos:

terremoto en el centro 1940 -- desp. = 8.3"  
falla de san andrés -- desp. = 6.6 cm/año

## 9.7.1 ACCION SISMICA EN PUENTES

### MECANISMOS DE DAÑO

- 1.- Fragilidad de soportes
- 2.- Falla de subestructura
- 3.- Falla de suelo circundante

### FALLAS TIPICAS

#### 1.- en la Subestructura

- a) asentamiento
- b) deslizamiento
- c) volteo

#### 2.- en la Superestructura

- a) movimiento
- b) falla de vigas
- c) pandeo

#### 3.- en los Soportes

- a) falla de soportes
- b) rotura de pernos

#### 4.- en la estructura en general

- a) falla del enfoque
- b) separación de las alas

## CONCLUSIONES

- 1.- Para el diseño y posterior construcción de un puente es necesario tomar en cuenta todas las especificaciones aquí presentadas a fin de que se eviten el mayor número de errores que podrían afectar la estructura de un puente.
- 2.- Esta tesis puede ser una guía para el diseño de un puente de concreto, así como una información valiosa sobre algunos tipos de puentes que existen.
- 3.- Para la localización y el diseño de cualquier tipo de estructura, es de suma importancia obtener el mayor número de datos relativos al lugar donde se piensa situar el puente.
- 4.- El costo de una estructura para puente, depende en gran manera del tipo de material que se desee utilizar.



## **RECOMENDACIONES**

- 1.- Debe seleccionarse adecuadamente el tipo de subestructura, la cual será determinante en la economía y eficiencia del puente.**
  
- 2.- Debe tomarse en cuenta que la socavación de los cimientos es el principal daño que sufren las estructuras de los puentes.**
  
- 3.- El supervisor, así como el constructor de puentes, deben reconocer la necesidad de recurrir al ingeniero, diseñador o especialista, para solucionar los problemas propios de la construcción.**
  
- 4.- Debe analizarse cuidadosamente cada uno de los resultados al momento de diseñar, a fin de evitar riesgos en el refuerzo de las estructuras.**

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Leonel Fernando Ordoñez Alvarado  
CONSIDERACIONES GENERALES ACERCA DE LA LOCALIZACION Y  
DISEÑO DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES  
Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, 1974  
Universidad de San Carlos de Guatemala
  
- 2.- Bogdan O. Kuzmanovic  
STEEL DESIGN FOR STRUCTURAL ENGINEERS  
Second Edition, 1977  
Prentice - Hall, Inc.
  
- 3.- Joseph E. Bowles  
FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN  
Third Edition, 1982  
McGraw - Hill Book Company
  
- 4.- Edward G. Nawy  
CONCRETO REFORZADO  
Edición 1985  
Prentice - Hall, Inc.
  
- 5.- CURSO DE PUENTES  
Ing. Foscolo Liano  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala