

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**Diseño de un puente con estructura de acero**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

**Víctor Manuel Acevedo Laos**

**ASESOR: Luis Zegarra Ciquero**

Lima, setiembre de 2015

## RESUMEN

Se desarrollará el diseño estructural de un puente metálico (tanto de la superestructura como de la subestructura) en la intersección de la avenida Javier Prado con las avenidas El Golf Los Incas y Las Palmeras. Actualmente, ésta es una intersección a nivel en la cual se encuentra el óvalo Monitor. La tesis propone generar un cruce a desnivel, de forma tal que la avenida Javier Prado se convierta en un By-Pass, por encima del cual se coloque el puente a diseñar, uniendo las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas.

Los alcances de la tesis comprenden, en primer lugar, las presentaciones geométricas de las vías de tránsito y del puente, presentadas en los planos de geometría G1, G2 y G3. En segundo lugar, se presentará el diseño estructural de la losa de concreto, las vigas de acero, los conectores de corte, las barandas metálicas peatonales, las barandas de concreto vehiculares, los diafragmas metálicos, los apoyos elastoméricos, los estribos, la losa de aproximación, y el muro de contención de altura variable a lo largo del paso a desnivel. Se contempla además el diseño de todas las conexiones empernadas y soldadas necesarias. Todos los diseños serán presentados en los planos de estructuras.

Se asumirán las condiciones topográficas y geotécnicas correspondientes a la zona de ubicación del puente. Para el diseño se utilizará la sobrecarga HL-93, y todas las especificaciones indicadas en la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Sexta edición) y el Manual de Diseño de Puentes elaborado por el MTC, además de la bibliografía adicional indicada.

## INDICE

<b>1. OBJETIVOS</b> .....	1
<b>2. ALCANCES</b> .....	2
<b>3. GEOMETRÍA</b> .....	2
<b>4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b> .....	3
<b>5. FILOSOFÍA DE DISEÑO</b> .....	3
<b>6. CARGAS Y FACTORES DE CARGA</b> .....	5
6.1. Cargas a utilizar .....	5
6.1.1. Cargas permanentes .....	5
6.1.2. Cargas vivas .....	5
6.1.3. Presiones de tierra .....	7
6.1.3.1. Coeficiente de empuje activo, $k_a$ .....	8
6.1.3.2. Coeficiente de empuje pasivo, $k_p$ .....	8
6.1.3.3. Consideraciones sísmicas para los empujes laterales de tierra ...	9
6.2. Factores de carga y combinaciones .....	10
<b>7. LOSA DE TABLERO</b> .....	11
<b>8. VIGAS METÁLICAS</b> .....	14
8.1. Ancho efectivo de la losa de concreto, $b_e$ .....	15
8.2. Cálculo de esfuerzos .....	15
8.3. Análisis de la carga viva vehicular .....	16
8.3.1. Momento debido a la carga viva vehicular, $M_{LL}$ .....	16
8.3.2. Cortante debido a la carga viva vehicular, $V_{LL}$ .....	21
8.4. Análisis de las demás cargas .....	23
8.5. Estado límite de resistencia I .....	24
8.5.1. Resistencia a la flexión .....	24
8.5.1.1. Resistencia de la sección no compuesta .....	24
8.5.1.2. Resistencia de la sección compuesta .....	27
8.5.1.2.1. Sección compuesta a largo plazo .....	27
8.5.1.2.2. Sección compuesta a corto plazo .....	27
8.5.1.2.3. Momento de fluencia .....	28
8.5.2. Resistencia al corte .....	29
8.6. Estado límite de Servicio I .....	30
8.6.1. Deflexiones debido a la carga permanente .....	31
8.6.1.1. Sección de acero no compuesta .....	31

8.6.1.2.	Sección compuesta a largo plazo .....	31
8.6.1.3.	Contraflecha .....	32
8.6.2.	Deflexiones debido a la carga viva .....	32
8.7.	Estado límite de Servicio II .....	36
8.8.	Conectores de corte .....	37
<b>9.</b>	<b>DIAFRAGMAS</b> .....	<b>39</b>
9.1.	Diseño de las diagonales.....	40
9.1.1.	Resistencia a la compresión .....	40
9.1.2.	Resistencia a la tensión.....	42
9.1.2.1.	<i>Fluencia de la sección bruta</i> .....	42
9.1.2.2.	<i>Fractura de la sección neta efectiva</i> .....	43
9.1.3.	Soldadura de la conexión viga – diagonal.....	44
9.1.4.	Pernos de la conexión viga – diagonal .....	44
9.1.4.1.	<i>Resistencia al corte</i> .....	44
9.1.4.2.	<i>Resistencia al aplastamiento</i> .....	45
<b>10.</b>	<b>BARANDAS</b> .....	<b>45</b>
10.1.	Baranda vehicular .....	45
10.1.1.	Fuerzas de diseño .....	46
10.1.2.	Diseño del parapeto de concreto .....	46
10.2.	Baranda peatonal.....	52
10.2.1.	Fuerzas de diseño .....	52
10.2.1.1.	<i>Fuerzas sobre los rieles</i> .....	52
10.2.1.2.	<i>Fuerza sobre los postes</i> .....	52
10.2.2.	Diseño de los rieles .....	52
10.2.2.1.	<i>Resistencia a la flexión</i> .....	53
10.2.2.2.	<i>Resistencia al corte</i> .....	54
10.2.3.	Diseño de los postes .....	55
10.2.3.1.	<i>Resistencia a la flexión</i> .....	56
10.2.3.2.	<i>Resistencia al corte</i> .....	57
10.2.4.	Diseño de los pernos de anclaje.....	58
10.2.4.1.	Resistencia a la tracción.....	59
10.2.4.1.1.	<i>Resistencia a la tracción de los pernos</i> .....	59
10.2.4.1.2.	<i>Resistencia a la rotura del concreto</i> .....	59
10.2.4.1.3.	<i>Resistencia al arranque del perno en tracción</i> .....	62
10.2.4.1.4.	<i>Resistencia a la rotura lateral del concreto</i> .....	62
10.2.4.2.	Resistencia al corte .....	63

10.2.4.2.1.	<i>Resistencia al corte de los pernos</i> .....	63
10.2.4.2.2.	<i>Resistencia a la rotura del concreto</i> .....	63
10.2.4.2.3.	<i>Resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte</i> .....	66
10.2.5.	Diseño de la placa base .....	67
10.2.5.1.	Dimensiones de la placa base .....	67
10.2.5.2.	Espesor de la placa base .....	68
10.2.6.	Diseño de la berma de concreto .....	69
<b>11.</b>	<b>APOYOS</b> .....	70
11.1.	Geometría del apoyo.....	71
11.2.	Propiedades de los materiales .....	72
11.3.	Cargas de diseño .....	72
11.4.	Requerimientos de diseño.....	72
11.4.1.	Deformaciones de corte.....	72
11.4.2.	Compresión, rotación y corte combinados.....	73
11.4.3.	Estabilidad del apoyo elastomérico.....	76
11.4.4.	Acero de refuerzo .....	77
11.4.5.	Deflexión debido a la compresión.....	77
11.4.6.	Pernos de anclaje.....	79
11.4.6.1.	Resistencia al corte .....	79
11.4.6.2.	Resistencia a la tracción.....	82
<b>12.</b>	<b>ESTRIBOS</b> .....	84
12.1.	Estabilidad del estribo .....	86
12.1.1.	Resistencia al volteo.....	87
12.1.2.	Capacidad portante del suelo .....	89
12.1.3.	Deslizamiento .....	90
12.2.	Diseño del muro.....	92
12.2.1.	<i>Acero mínimo</i> .....	93
12.2.2.	<i>Diseño por flexión</i> .....	94
12.2.3.	<i>Verificación por cortante</i> .....	94
12.3.	Diseño de la punta .....	94
12.3.1.	<i>Acero mínimo</i> .....	94
12.3.2.	<i>Diseño por flexión</i> .....	95
12.3.3.	<i>Verificación por cortante</i> .....	96
12.4.	Diseño del talón .....	96
12.4.1.	<i>Diseño por flexión</i> .....	96
12.4.2.	<i>Verificación por cortante</i> .....	96

12.5.	Diseño de la cuña .....	97
12.5.1.	<i>Diseño por flexión</i> .....	97
12.5.2.	<i>Verificación por cortante:</i> .....	97
12.6.	Diseño de la pantalla superior del muro (parapeto) .....	97
12.6.1.	<i>Diseño por flexión:</i> .....	98
12.6.2.	<i>Verificación por cortante</i> .....	99
12.7.	Losa de aproximación .....	99
12.8.	Muro de contención a lo largo del paso a desnivel .....	99
<b>13.</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	99
	BIBLIOGRAFIA.....	101



## 1. OBJETIVOS

El objetivo de la presente tesis es el de realizar el diseño estructural de un puente de sección compuesta, con vigas metálicas y losa de concreto. En una primera instancia, se eligió un lugar en particular de la ciudad que amerite la construcción de un puente, siendo el lugar elegido la intersección de la avenida Javier Prado y las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas. Actualmente, como se aprecia en la Figura 1, ésta es una intersección a nivel en la cual se encuentra el óvalo Monitor. La presente tesis propone generar un cruce a desnivel, tal como se aprecia en el plano G1, de forma tal que la avenida Javier Prado pase a ser un By-Pass, por encima del cual se coloque el puente a diseñar, uniendo las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas.

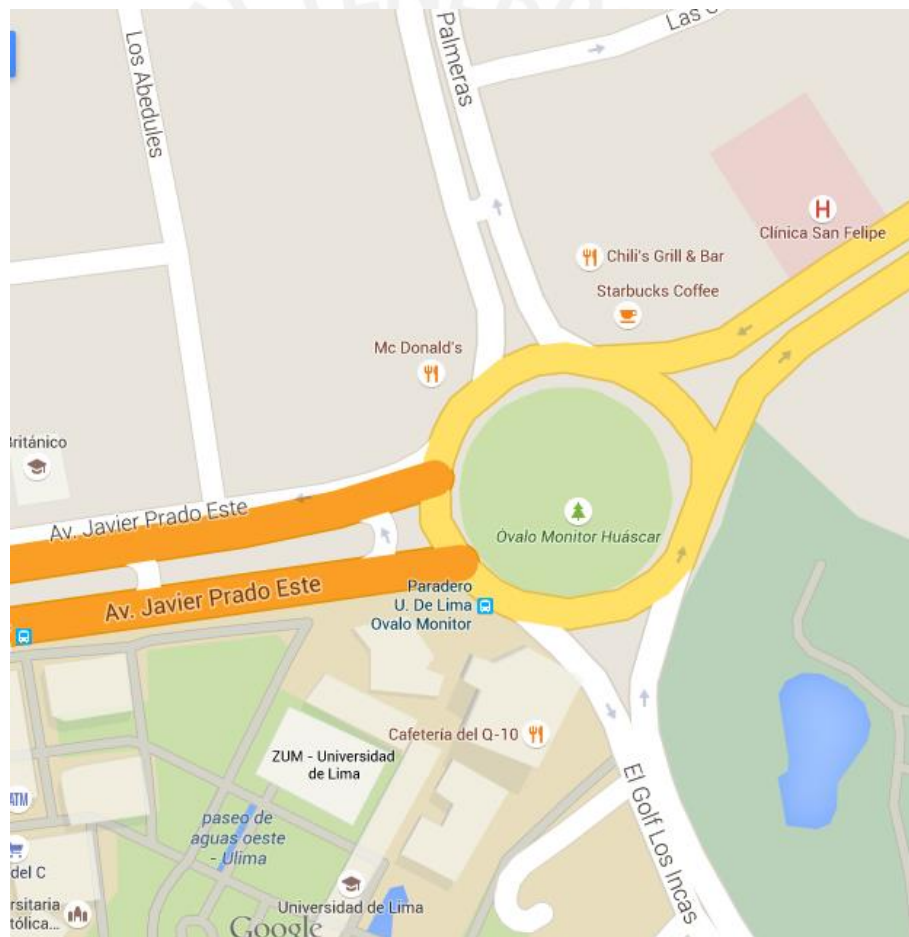


Figura 1. Captura de imagen de Google Maps

## 2. ALCANCES

Los alcances de la presente tesis comprenden el diseño de la superestructura (Vigas metálicas, diafragmas, losa de concreto, barandas peatonales, barandas vehiculares, apoyos elastoméricos y conexiones), el diseño de la subestructura (Estribos) y el diseño del muro de contención a lo largo del By-Pass de la avenida Javier Prado.

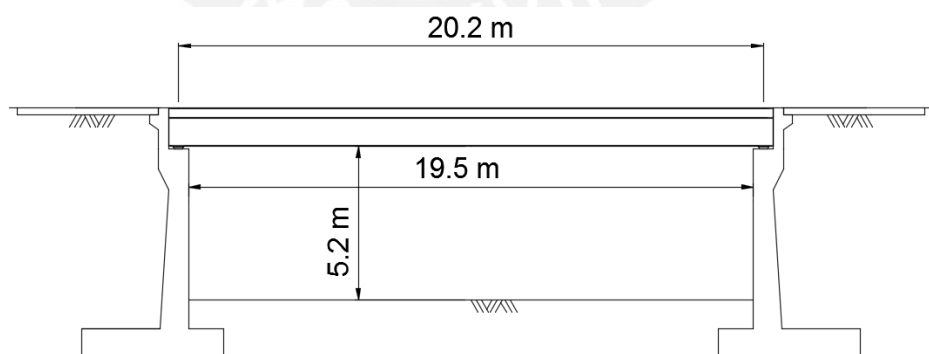
## 3. GEOMETRÍA

Para establecer las dimensiones del puente se realizó la redistribución de las vías de tránsito (plano G1) y a partir de ello se calcularon las medidas que debe tener el puente a diseñar, las cuales se muestran en los planos G2 y G3.

La Figura 2 muestra una vista longitudinal del puente. Se deberá cubrir una luz libre de 19.5 m, y la distancia entre apoyos será de 20.2 m. El gálibo será de 5.20 m.

La Figura 3 muestra la sección transversal del puente. Se contará con 4 carriles de tránsito vehicular de 3.6 m de ancho cada uno (2 en cada sentido), una berma central de 1.2 m de ancho y 2 aceras para el tránsito peatonal de 2.45 m cada una, siendo el ancho total del puente de 20.5 m.

Se colocarán 8 vigas principales con un espaciamiento de 2.5 m, 2 diafragmas extremos y 2 diafragmas intermedios ubicados a los tercios de la longitud del puente.



**Figura2.** Luz y gálibo del puente



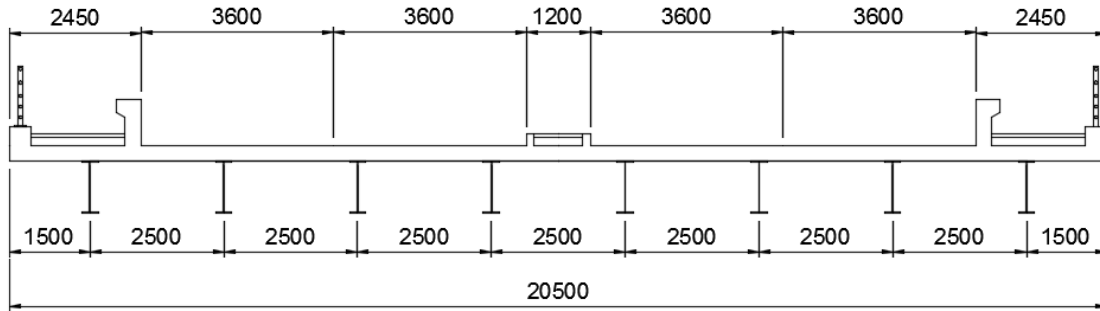


Figura 3. Sección transversal del puente

#### 4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

##### Concreto

- En losa del tablero:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- En estribos y muros de contención:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

##### Acero

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

##### Soldadura y pernos

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

##### Características del suelo

- Resistencia admisible del terreno:  $4 \text{ kg/cm}^2$

#### 5. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer, para cada estado límite, la ecuación 1.3.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO. Para los estados límite de servicio y evento extremo, los factores de resistencia deberán tomarse como 1.0

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

(Ec. 1.3.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Siendo:

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

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

Donde:

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

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

$n_i$  = Modificador de carga

$n_D$  = Factor relacionado a la ductilidad.

$n_R$  = Factor relacionado a la redundancia.

$n_I$  = Factor relacionado a la importancia operacional.

$Q_i$  = Solicitación

$R_n$  = Resistencia nominal

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

La Tabla 1 muestra los valores de los modificadores de carga para el estado límite de Resistencia. Para todos los demás estados límite los modificadores de carga serán iguales a 1.

**Tabla 1.** Modificadores de carga,  $n$ .

Modificador de carga		Aplicación
$n_D$	$\geq 1.05$	Componentes no dúctiles
	$= 1.00$	Diseños convencionales y detalles que cumplan con las especificaciones AASHTO.
	$\geq 0.95$	Componentes y conexiones con consideraciones especiales de ductilidad.
$n_R$	$\geq 1.05$	Miembros no redundantes
	$= 1.00$	Niveles convencionales de redundancia
	$\geq 0.95$	Niveles excepcionales de redundancia
$n_I$	$\geq 1.05$	Puentes críticos o esenciales
	$= 1.00$	Puentes típicos
	$\geq 0.95$	Puentes relativamente poco importantes

## 6. CARGAS Y FACTORES DE CARGA

### 6.1. Cargas a utilizar

- Cargas Permanentes:

DC = Carga muerta de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = Carga muerta de las superficies de rodadura

EH = Presión de tierra horizontal

EV = Presión vertical proveniente del peso del relleno.

- Cargas transitorias:

LL = Carga viva vehicular

BR = Fuerza de frenado vehicular

PL = Carga viva peatonal

LS = Carga viva superficial

EQ = Carga de sismo

#### 6.1.1. Cargas permanentes

- Peso específico del concreto:  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del relleno:  $1900 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del acero estructural:  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del asfalto:  $2200 \text{ kg/m}^3$

#### 6.1.2. Cargas vivas

- Sobrecarga peatonal:  $360 \text{ kg/m}^2$
- Carga viva vehicular: La norma establece que la carga viva vehicular debe consistir en la combinación de un camión o tándem de diseño (el más desfavorable), más una sobrecarga distribuida. Además, las cargas del camión o del tándem deberán incrementarse en los porcentajes indicados en la Tabla 3.

#### Camión de diseño

Las cargas y espaciamentos entre ruedas del camión de diseño HL93 se muestran en la Figura 4. La distancia entre los ejes traseros puede variar de 4.30 a 9 metros dependiendo de cuál espaciamiento produzca la situación más desfavorable.

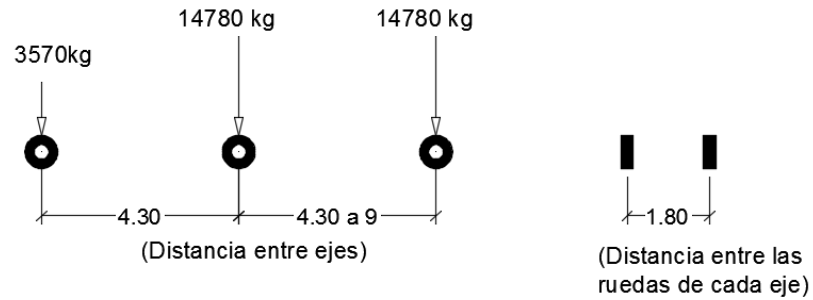


Figura 4. Cargas del camión de diseño

### Tándem de diseño

Las cargas y espaciamientos entre ruedas del tándem de diseño HL93 se muestran en la Figura 5.

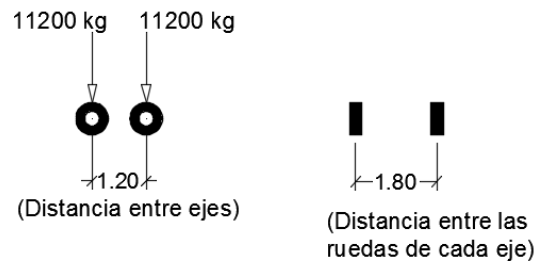


Figura 5. Cargas del tándem de diseño

### Sobrecarga distribuida

La norma considera una sobrecarga distribuida de 950 kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Se supone además que esta carga se distribuye uniformemente en un ancho de 3 metros en dirección transversal. No se deben considerar los efectos dinámicos de la tabla 3 para esta sobrecarga.

### Presencia múltiple de carga viva

Los efectos debido a la carga viva deben determinarse considerando cada posible combinación de número de vías cargadas, multiplicando las cargas provenientes del camión o tándem de diseño por un factor de presencia múltiple, para tener en cuenta la probabilidad de que cada vía esté ocupada por toda la carga de diseño HL93. Los factores de presencia múltiple se muestran en la tabla 2.

**Tabla 2** – Factores de presencia múltiple, m.

Número de vías cargadas	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Adaptado de la tabla 3.6.1.1.2-1 de las especificaciones de la AASHTO

Incremento por efectos dinámicos: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño deben ser incrementados por los porcentajes mostrados en la Tabla 3 de incrementos por efectos dinámicos. El factor que debe aplicarse a la carga estática debe tomarse como:  $(1+IM/100)$ . El incremento por efectos dinámicos no debe aplicarse a cargas peatonales o a la sobrecarga distribuida.

**Tabla 3** – Incremento por efectos dinámicos.

Componente	IM
Uniones del tablero - Todos los estados límite	75%
Todos los otros componentes:	
Estados límite de fatiga y	
- fractura	15%
- Todos los otros estados límite	33%

Adaptado de la tabla 3.6.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO

6.1.3. Presiones de tierra

Se considerarán los empujes activo y pasivo del suelo. No se considerará la presión lateral del suelo en reposo, pues la AASHTO considera que para muros en voladizo convencionales de más de 1.5 m. de altura, se puede considerar que el movimiento horizontal de la cima del muro debido a la deformación de la estructura y la rotación de la base, es suficiente como para desarrollar condiciones activas (art. C3.11.5.2 de las especificaciones de la AASHTO). Para calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo se utilizarán las teorías de Coulomb.

6.1.3.1. Coeficiente de empuje activo,  $k_a$

El valor del coeficiente de empuje activo se tomará como:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi_f)}{\Gamma(\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \delta))}$$

(Ec. 3.11.5.3-1 de las especificaciones de la AASHTO)

En el cual:

$$\Gamma = \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi_f + \delta)\text{sen}(\varphi_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2$$

(Ec. 3.11.5.3-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$\delta$  = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro, tal como se muestra en la Figura 6.

$\beta$  = Ángulo entre el relleno y la horizontal, tal como se muestra en la Figura 6.

$\theta$  = Ángulo entre la cara trasera del muro y la horizontal, tal como se muestra en la Figura 6.

$\varphi_f$  = Ángulo de fricción interna del suelo

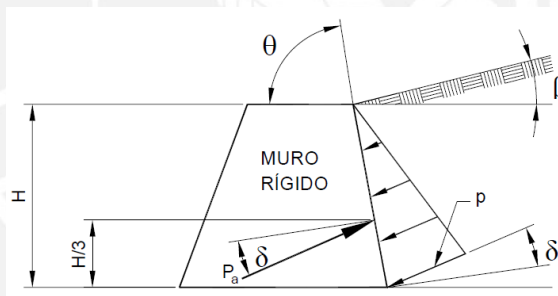


Figura 6. (Tomado de la Figura 3.11.5.3-11 de las especificaciones de la AASHTO)

6.1.3.2. Coeficiente de empuje pasivo,  $k_p$

Se tomará el valor del coeficiente de empuje pasivo de la Figura 7.

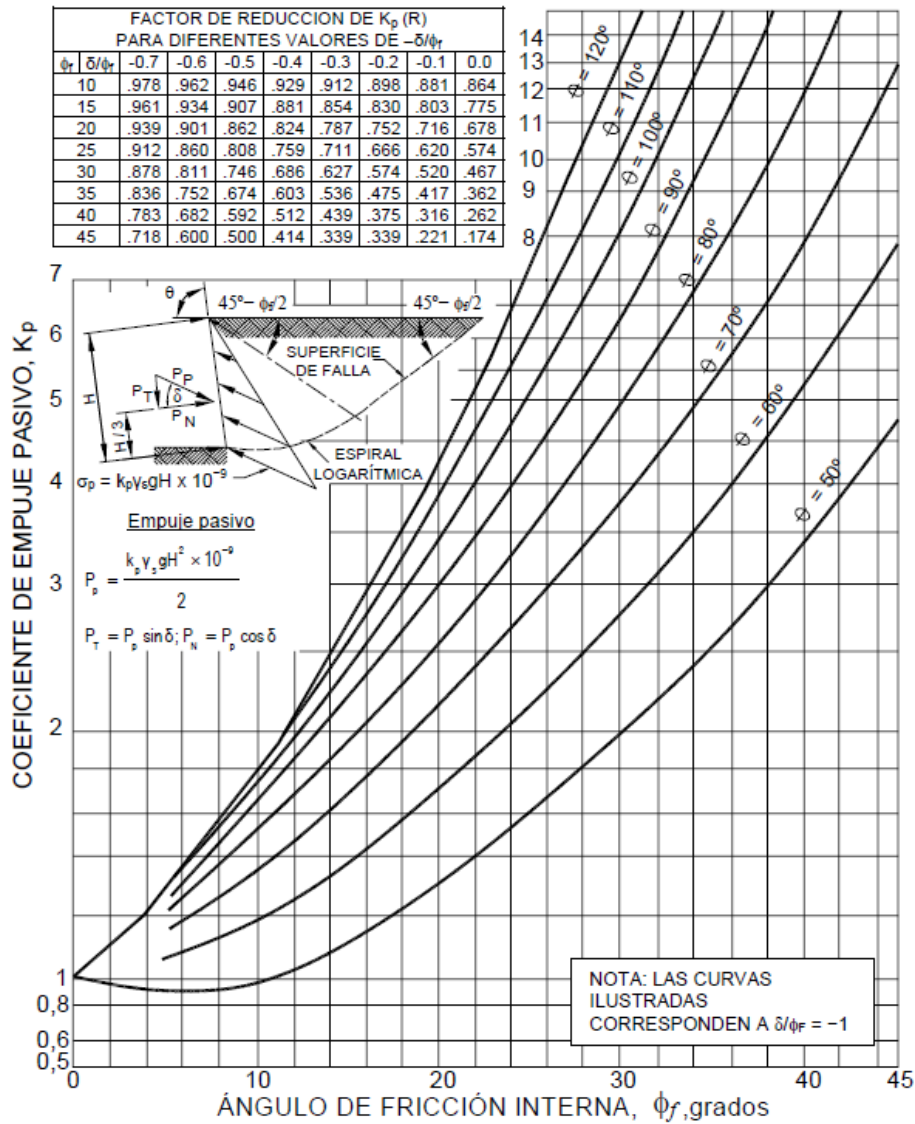


Figura 7. (Tomado de la Figura 3.11.5.4-1 de las especificaciones de la AASHTO)

### 6.1.3.3. Consideraciones sísmicas para los empujes laterales de tierra

La AASHTO establece que, para muros ubicados en zonas con una aceleración horizontal pico  $A_s$  de 0.4g, no es necesario modificar los empujes laterales estáticos del suelo para incluir efectos dinámicos, siempre y cuando la licuefacción no produzca la falla del talud, ni el sismo produzca una falla del talud debido a la presencia de arcillas sensibles que pierdan resistencia debido al zarandeo producido. Por ello, no se amplificarán las presiones estáticas debido a efectos dinámicos. Con respecto a este tema, el Anexo 1 de esta tesis presenta extractos de las especificaciones de la AASHTO que respaldan estas afirmaciones.

## 6.2. Factores de carga y combinaciones

La norma establece distintas combinaciones de carga dependiendo de los distintos estados límite a los que estará expuesto el puente. En esta tesis se tomarán los siguientes estados límite:

- RESISTENCIA I: Uso vehicular normal, sin considerar viento.
- EVENTO EXTREMO I: Incluyendo sismo.
- SERVICIO I: Relacionado con el uso operativo normal del puente, con una velocidad del viento de 90 km/h y con todas las cargas a su valor sin factorizar. Se utilizará este estado límite para analizar las deflexiones de las vigas principales.
- SERVICIO II: Controla la fluencia de la estructura de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debido a la carga viva vehicular. Se utilizará este estado límite para controlar los esfuerzos de las vigas principales.

Los factores de carga para cada combinación de carga elegida para esta tesis, se muestran en las tablas 4 y 5.

**Tabla 4** – Combinaciones de carga.

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

(Adaptado de la tabla 3.4.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

**Tabla 5** – Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$ .

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

(Adaptado de la tabla 3.4.1-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Tomaremos un factor de carga viva de 0.5 para el caso de Evento Extremo I, es decir,  $\gamma_{EQ} = 0.5$ .



## 7. LOSA DE TABLERO

La losa se diseñará con el método empírico propuesto por la AASHTO. En las especificaciones de la AASHTO se menciona que, tras numerosos estudios sobre el comportamiento de las losas de tablero de concreto, se ha demostrado que la acción estructural primaria mediante la cual las losas resisten las cargas concentradas de ruedas no es la flexión, sino un estado de tensiones denominado acción de arco interna. Este estado es posible debido al agrietamiento del concreto en la región de momento positivo, debido a la cual el eje neutro de esa zona sube de nivel.

El acero colocado tiene una doble función: controla el agrietamiento para que se pueda formar la acción de arco y soporta los pequeños momentos flectores que no pueden ser soportados por el arco formado. Las especificaciones de la AASHTO proporcionan una única cantidad de acero para todas las losas que cumplan con los requerimientos geométricos que se describirán más adelante.

En primer lugar, elegimos un espesor de losa de 20 cm. Si bien este espesor será variable debido a la pendiente proporcionada por drenaje, para efectos de diseño asumiremos un espesor constante de 20 cm. Asumiremos además una viga metálica W de 40 pulgadas de peralte, aproximadamente 1 m.

La AASHTO recomienda que el espesor total de la viga compuesta (viga metálica + losa) sea como mínimo  $0.040L$  y que el espesor de la viga de acero sea como mínimo  $0.033L$ .

Luz del puente:  $L = 20.2 \text{ m}$

Espesor total de la viga compuesta =  $120 \text{ cm} > 0.040L = 80.8 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$

Espesor de la viga de acero =  $100 \text{ cm} > 0.033L = 66.7 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$

Ahora verificamos si la losa cumple con las limitaciones geométricas propuestas por la AASHTO.

Longitud efectiva: El artículo 9.7.2.3 de las especificaciones de la AASHTO define la longitud efectiva como: Distancia entre las puntas de las alas, más el volado de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

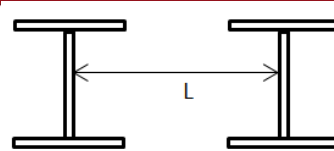


Figura 8. Longitud efectiva para perfiles W.

Peralte del núcleo de la losa (Núcleo armado): Peralte de la losa, menos los recubrimientos superior e inferior.

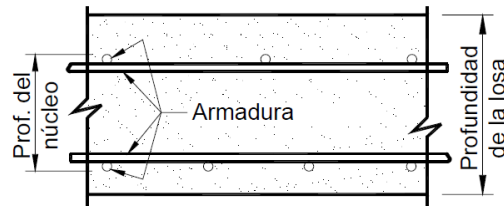


Figura 9. Núcleo armado (Tomado de la Figura 3.11.5.4-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Condiciones geométricas:

- Relación entre la longitud efectiva y el peralte de diseño, deberá ser entre 6 y 18:  $6 < L/d < 18$
- Longitud efectiva menor que 4100 mm:  $L < 4100$  mm
- Peralte del núcleo de la losa mayor que 100 mm
- Distancia del volado, medida desde el centro de la viga exterior, de por lo menos 5 veces su espesor:
- Resistencia específica del concreto mayor o igual a 28 Mpa

Verificación:

Tal como se muestra en la Figura 3, elegimos un espaciamiento entre vigas de 2.5 m, una longitud del volado de la losa de 1.5m y un espesor de losa de 20 cm.

- Peralte efectivo:  $d = 169$  mm (Tomando un recubrimiento de 2.5 cm y asumiendo acero de refuerzo de 1/2")
- Longitud efectiva = 2500 mm  $< 4100$  mm  $\rightarrow$  OK
- $L/d = 2500/169 = 14.8$  , menor que 18 y mayor que 6  $\rightarrow$  OK
- Peralte del núcleo de la losa = 125 mm  $> 100$  mm  $\rightarrow$  OK  
(Asumiendo un recubrimiento superior de 5 cm e inferior de 2.5 cm)
- Distancia entre el centro de la viga de borde y el volado de la losa = 150 cm

$$150 \text{ cm} > 5h = 5(20) = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$

Dado que la losa cumple con los requisitos de la AASHTO, se deberán disponer 2 capas de armadura para cada cara de la losa (1 capa en cada sentido), con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. La mínima cantidad de armadura será de  $0,570 \text{ mm}^2/\text{mm}$  de acero para cada capa inferior y de  $0,380 \text{ mm}^2/\text{mm}$  de acero para cada capa superior. Además, la separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm.

Acero Inferior:  $5.7 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$  Elegimos:  $1 \phi 1/2" @ 20\text{cm}$  (En ambos sentidos)

Acero Superior:  $3.8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$  Elegimos:  $1 \phi 1/2" @ 30\text{cm}$  (En ambos sentidos)

Diseño del volado de la losa:

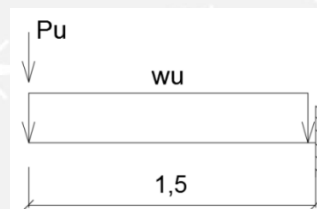


Figura 10. Cargas actuantes en el volado

Cargas para 1 m de ancho:

Peso propio:  $w_{pp} = 480 \text{ kg/m}$

Vereda (de 20 cm de espesor):  $w_{ver} = 480 \text{ kg/m}$

s/c peatonal:  $w_{PL} = 360 \text{ kg/m}$

$$\rightarrow w_u = 1.25(w_{pp} + w_{ver}) + 1.75w_{PL} = 1830 \text{ kg/m}$$

Peso de la baranda peatonal:  $P_{DC} = 100 \text{ kg}$

$$\rightarrow P_u = 125 \text{ kg}$$

$$M_u = 1830x \frac{1.5^2}{2} + 125x1.5 = 2246 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 14.4 \text{ cm} \\ f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{As} = 4.24 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1\phi 1/2" @ 30 \text{ cm}$$

## 8. VIGAS METÁLICAS

El diseño se realizará suponiendo que no se utiliza apuntalamiento, por lo cual existirá una etapa en la cual la sección de acero trabajará como sección no compuesta. Si bien la AASHTO permite el apuntalamiento, no lo recomienda, dado que, en primer lugar, generalmente se espera que la construcción sin apuntalamiento sea más económica. Además, ha habido muy pocas investigaciones sobre los efectos del flujo plástico del concreto (creep) en vigas metálicas compuestas bajo cargas muertas importantes. Incluso, los puentes de sección compuesta que se sabe que han sido construidos con apuntalamiento en Alemania, no han podido desarrollar acción compuesta (Art. C6.10.1.1.1<sup>a</sup> de las especificaciones AASHTO). De igual forma, Mc Cormac no recomienda el uso de puntales durante la construcción, sobre todo por los siguientes motivos: El uso de puntales es una operación delicada, sobre todo cuando es posible que se asienten, como es frecuente en el caso de la construcción de puentes, y además, una vez que la losa endurezca y se retiren los puntales, la losa trabajará en acción compuesta para resistir las cargas muertas de su peso propio. La losa estará sometida entonces a esfuerzos de compresión debido a estas cargas permanentes y tendrá un flujo plástico y contracción considerables, de forma tal que disminuirán los esfuerzos en el concreto y se incrementarán los esfuerzos en la sección de acero, por lo cual probablemente la mayor parte de la carga muerta será tomada por las vigas de acero, y la sección compuesta tomará únicamente las cargas vivas, como si no se hubiera realizado apuntalamiento. (Mc Cormac, 2013. Pág. 565)

Se verificarán las vigas para los siguientes estados límite:

- **Resistencia I:** Se verificará la resistencia a la flexión y al corte de las vigas, tanto para la sección no compuesta como para la sección compuesta.
- **Servicio I:** En primer lugar, se hallarán las deflexiones en las vigas debido a las cargas muertas, y se indicará la contraflecha que se le deba proporcionar a las vigas durante su fabricación para compensar dichas deflexiones, tal como se indica en el artículo 6.7.2. de las especificaciones de la AASHTO. En segundo lugar, se verificará que las deflexiones debido a las cargas vivas no excedan el límite especificado por el artículo 2.5.2.6.2. de las especificaciones de la AASHTO.
- **Servicio II:** Se verificará que los esfuerzos en las vigas cumplan con los límites especificados en el artículo 6.10.4.2. de las especificaciones de la

AASHTO, para controlar la fluencia de las vigas de acero bajo cargas de servicio.

Los modificadores de carga para el diseño de las vigas serán:

$$n_D = 1, n_R = 1, n_I = 1$$

### 8.1. Ancho efectivo de la losa de concreto, $b_e$

Dado que la viga de acero trabajará en acción compuesta con la losa de concreto (mediante conectores de corte), se tomará el ancho efectivo de la losa de acuerdo con lo indicado en el artículo 4.6.2.6 de las especificaciones de la AASHTO. Se entiende por ancho efectivo a aquel en el que los esfuerzos de compresión aplicados a la losa se pueden suponer constantes y den la misma resultante que la distribución real no uniforme de esfuerzos. La AASHTO especifica que el ancho efectivo "be" puede tomarse igual al ancho tributario b, es decir como la mitad de la distancia a la siguiente viga a cada lado de la viga, o como la mitad de la distancia a la viga siguiente más el ancho del volado. En nuestro caso:

$$b_e = 2.5 m$$

### 8.2. Cálculo de esfuerzos

Para el cálculo de esfuerzos se deberá considerar la secuencia de carga de forma tal que, primero, las cargas debido al peso propio de las vigas de acero, el peso del concreto fresco de la losa, el peso del encofrado y el peso de los diafragmas serán tomadas por la sección de acero no compuesta, luego las cargas debido al peso de las veredas, las barandas y el asfalto serán tomadas por la sección compuesta a largo plazo y finalmente las cargas vivas vehicular y peatonal serán tomadas por la sección compuesta a corto plazo.

Para el cálculo de esfuerzos, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la losa de concreto. Para la sección compuesta a corto plazo, el área transformada de concreto se calculará dividiendo el área del ancho efectivo de la losa entre el factor n, siendo n la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto. Para la sección compuesta a largo plazo, el área transformada de concreto se calculará dividiendo el área del ancho efectivo de la losa entre el factor 3n, para tener en cuenta los efectos del creep, que disminuirán el módulo de elasticidad del concreto a lo largo del tiempo. Para  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ , el factor n será igual a 8.

### 8.3. Análisis de la carga viva vehicular

Para calcular la distribución de la carga viva entre las distintas vigas del puente, la AASHTO propone distintos factores de distribución. Estos factores dependen del tipo de puente a analizar, del número de vías cargadas, y de la ubicación de la viga considerada (interior o exterior). Los factores de distribución, “g”, representan la fracción de línea de carga que tomará una viga. Excepto si se utiliza la ley de momentos, no se deberán utilizar los factores de modificación de presencia múltiple, dado que estos factores ya son tomados en cuenta en las fórmulas.

#### 8.3.1. Momento debido a la carga viva vehicular, $M_{LL}$

En primer lugar, hallamos el momento máximo producido por un carril de diseño cargado. Consideraremos las cargas producidas por el camión de diseño con todos sus ejes separados 4.3 m, dado que éste produce el caso más desfavorable.

Dado que se trata de un tramo simplemente apoyado, para hallar el máximo momento producido por un camión de diseño debemos hallar la ubicación de la resultante, y situar el punto medio entre la resultante y la rueda más cercana en el centro de la luz del puente, tal como se muestra en la Figura 11.

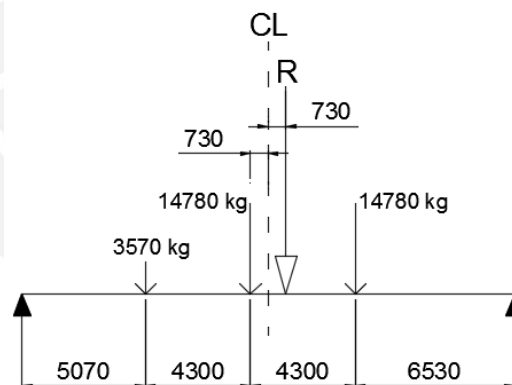


Figura 11. Ubicación longitudinal de los ejes del camión de diseño, para máximo momento

Con la distribución de cargas de la Figura 11, el momento máximo producido por un carril de diseño cargado será:

Debido al camión de diseño: 128722 kg.m

→ Considerando una amplificación del 33% por impacto: 171200 kg.m

Debido a la carga distribuida del carril de diseño (950 kg/m): 48455 kg.m

**Momento total máximo debido a un carril de diseño cargado: 219655 kg.m**

- Vigas Interiores:

Para 1 carril de diseño cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(Tomado de la tabla 4.6.2.2.2b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Para 2 o más carriles de diseño cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(Tomado de la tabla 4.6.2.2.2b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$g$  = Factor de distribución

$S$  = Separación entre vigas (mm),  $1100 \leq S \leq 4900$

$L$  = Longitud del tramo (mm),  $6000 \leq L \leq 73000$

$t_s$  = Espesor de la losa de concreto (mm),  $110 \leq t_s \leq 300$

$K_g$  = Parámetro de rigidez longitudinal ( $\text{mm}^4$ ). Deberá tomarse como:

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

Siendo:

$$n = E_B/E_D$$

$E_B$  = Módulo de elasticidad del material de la viga

$E_D$  = Módulo de elasticidad del material de la losa

$I$  = Momento de inercia de la viga de acero ( $\text{mm}^4$ )

$A$  = Área de la viga de acero ( $\text{mm}^2$ )

$e_g$  = Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y la losa (mm)

Además,  $4.E+9 \leq K_g \leq 3.E+12$

Tomaremos los datos de inercia y área de la viga de acero W40x167, la cual se verificará más adelante.

$S = 2500 \text{ mm}$	$A = 31742\text{mm}^2$
$L = 20200 \text{ mm}$	$e_g = 590 \text{ mm}$
$n = 8$	$t_s = 200 \text{ mm}$
$I = 4828284537 \text{ mm}^4$	$K_g = 1.27 \times 10^{11}$

- 1 carril de diseño cargado:  $g = 0.482$  carriles de diseño
- 2 o más carriles de diseño cargados:  $g = 0.665$  carriles de diseño (gobierna)

- Vigas exteriores:

Para 1 carril de diseño cargado:

Utilizar la ley de momentos

(Tomado de la tabla 4.6.2.2b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Para 2 o más carriles de diseño cargados:

$$g = e g_{interior}$$

(Tomado de la tabla 4.6.2.2b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Siendo:

$d_e$  = Distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm). Se debe tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda de tráfico y negativa si está hacia fuera de dicha baranda,  $-300 \leq d_e \leq 1700$

- 1 carril de diseño cargado:

La ley de momentos involucra el uso de estática para determinar el porcentaje de línea de carga que será tomado por la viga exterior, asumiendo que existe una rótula en la losa de concreto ubicada sobre la viga interior próxima a la viga exterior, tal como se muestra en la Figura 12. El porcentaje de carga vehicular tomado por la viga se halla calculando la reacción en la viga que garantice el equilibrio.

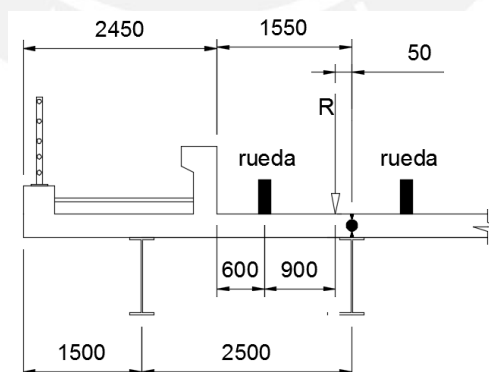


Figura 12. Aplicación de la ley de momentos

Reacción en la viga:  $(50/2500)R = 0.02R$

Considerando el factor de presencia múltiple "m":  $(1.2)0.02R = 0.024R$

$g = 0.024$  carriles de diseño



- 2 o más carriles de diseño cargados:

$$d_e = -950 \text{ mm} \rightarrow \text{No cumple con el rango de aplicabilidad de: } -300 \leq d_e \leq 1700$$

Para hallar el factor de distribución de vigas exteriores, se utilizarán las disposiciones del artículo C4.6.2.2.2b de las especificaciones de la AASHTO.

- Requerimiento especial para vigas exteriores:

El artículo C4.6.2.2.2b de las especificaciones de la AASHTO menciona que, para el desarrollo de las ecuaciones requeridas para obtener los factores de distribución previamente expuestos, se consideraron puentes que únicamente tenían diafragmas a los extremos. Por lo tanto, si se consideran diafragmas interiores, la distribución transversal de la carga mejorará en algún grado. Es por ello que el artículo 4.6.2.2.2d de las especificaciones de la AASHTO propone que, para el caso de puentes con diafragmas intermedios, el factor de distribución para vigas exteriores no debe ser menor que el factor obtenido asumiendo que la sección del puente se deflecta y rota como una sección rígida.

Para hallar el factor de distribución para vigas exteriores, la AASHTO propone la siguiente ecuación, la cual proviene del método de Courbon y cuyo resultado expresa el factor de distribución en términos de carriles de diseño):

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_{i=1}^{N_L} e}{\sum_{i=1}^{N_b} x^2}$$

(Ec. C4.6.2.2.2d-1 de las especificaciones e la AASHTO)

Donde:

$R$  = Reacción en la viga exterior, en términos de carriles de diseño

$N_L$  = Número de carriles cargados considerados

$e_i$  = Excentricidad de un camión de diseño o línea de carga de diseño, medida desde el centro de gravedad de la configuración de vigas propuesta, tal como se muestra en la Figura 13.

$x_i$  = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración de vigas hasta cada viga, tal como se muestra en la Figura 13.

$X_{ext}$  = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración de vigas hasta la viga exterior, tal como se muestra en la Figura 13.

$N_b$  = Número de vigas

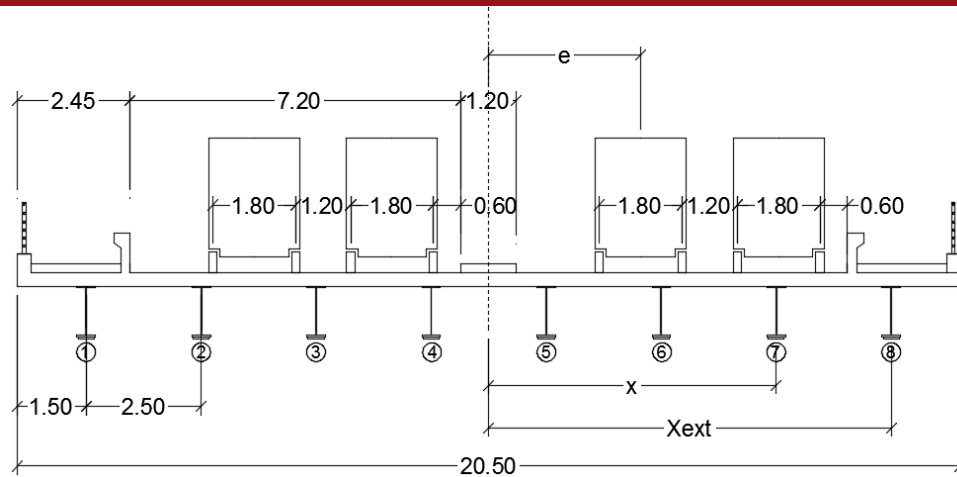


Figura 13. Ubicación transversal de los camiones de diseño

Como se muestra en la Figura 13, para hallar la máxima reacción en la viga exterior, se colocan los camiones lo más cerca posible al borde. El espaciamiento mínimo entre la rueda del camión y la vereda debe ser de 60 cm.

$$\begin{array}{l}
 N_b = 8 \\
 X_{ext} = 8.75
 \end{array}
 \left| \begin{array}{l}
 x_1 = -8.75 \\
 x_2 = -6.25 \\
 x_3 = -3.75 \\
 x_4 = -1.25
 \end{array} \right|
 \left| \begin{array}{l}
 x_5 = 1.25 \\
 x_6 = 3.75 \\
 x_7 = 6.25 \\
 x_8 = 8.75
 \end{array} \right|
 \quad \sum x^2 = 262.5$$

Considerando 1 vía cargada: (Factor de presencia múltiple = 1.2)

$$N_L = 1$$

$$e_1 = 6.3 \rightarrow \Sigma e = 6.3 \rightarrow 1.2 R = 0.402 \text{ carriles de diseño}$$

Considerando 2 vías cargadas: (Factor de presencia múltiple = 1)

$$N_L = 2$$

$$\left. \begin{array}{l}
 e_1 = 6.3 \\
 e_2 = 3.3
 \end{array} \right\} \Sigma e = 9.6 \rightarrow 1.0 R = 0.57 \text{ carriles de diseño}$$

Considerando 3 vías cargadas: (Factor de presencia múltiple = 0.85)

$$N_L = 3$$

$$\left. \begin{array}{l}
 e_1 = 6.3 \\
 e_2 = 3.3 \\
 e_3 = -2.1
 \end{array} \right\} \Sigma e = 7.5 \rightarrow 0.85 R = 0.531 \text{ carriles de diseño}$$

Considerando 4 vías cargadas: (Factor de presencia múltiple = 0.65)

$$N_L = 3$$

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = 6.3 \\ e_2 = 3.3 \\ e_3 = -2.1 \\ e_3 = -5.1 \end{array} \right\} \Sigma e = 2.4 \rightarrow 0.65 R = 0.377 \text{ carriles de diseño}$$

Los factores de distribución de las sobrecargas por carril para momento en las vigas serán:

Viga interior:  $g = 0.665$  carriles de diseño

Viga exterior:  $g = 0.57$  carriles de diseño

Dado que realizaremos el mismo diseño para vigas interiores y exteriores, tomaremos el factor  $g = 0.665$ , con lo cual:

$$M_{LL} = 146027 \text{ kg.m}$$

### 8.3.2. Cortante debido a la carga viva vehicular, $V_{LL}$

En primer lugar, hallamos el cortante máximo producido por un carril de diseño cargado.

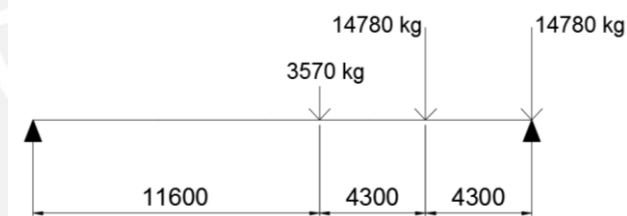


Figura 14. Ubicación longitudinal de los ejes del camión de diseño, para máximo cortante

Con la distribución de cargas de la Figura 14, el máximo cortante producido por un carril de diseño cargado será:

Debido al camión de diseño: 28464 kg

→ Considerando una amplificación del 33% por impacto: 37857 kg

Debido a la carga distribuida del carril de diseño (950 kg/m): 9595 kg

**Cortante total máximo debido a un carril de diseño cargado: 47452 kg**

- Vigas Interiores:

Para 1 carril de diseño cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

(Adaptado de la tabla 4.6.2.2.3a-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Para 2 o más carriles de diseño cargados:

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

(Adaptado de la tabla 4.6.2.2.3a-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$g$  = Factor de distribución

$S$  = Separación entre vigas (mm),  $1100 \leq S \leq 4900$

Considerando  $S = 2500$  mm:

- 1 carril de diseño cargado:  $g = 0.689$  carriles de diseño
- 2 o más carriles de diseño cargados:  $g = 0.840$  carriles de diseño (gobierna)

- Vigas exteriores:

Para 1 carril de diseño cargado:

Utilizar la ley de momentos

(Adaptado de la tabla 4.6.2.2.3b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Para 2 o más carriles de diseño cargados:

$$g = e g_{interior}$$

(Adaptado de la tabla 4.6.2.2.2b-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

- 1 carril de diseño cargado:

$g = 0.024$  carriles de diseño (previamente calculado)

- 2 o más carriles de diseño cargados:

$d_e = -950$  mm  $\rightarrow$  No cumple con el rango de aplicabilidad de:  $-300 \leq d_e \leq 1700$

- Requerimiento adicional para vigas exteriores:

$g = 0.57$  carriles de diseño (previamente calculado)

Los factores de distribución de las sobrecargas por carril para cortante en las vigas serán:

Viga interior:  $g = 0.840$  carriles de diseño

Viga exterior:  $g = 0.57$  carriles de diseño

Dado que realizaremos el mismo diseño para vigas interiores y exteriores, tomaremos el factor  $g = 0.840$ , con lo cual:

$$V_{LL} = 39853 \text{ kg}$$

#### 8.4. Análisis de las demás cargas

Para hallar las solicitaciones producidas por las cargas permanentes y por la sobrecarga peatonal, se calcularán cargas por metro de longitud para toda la sección del puente y luego se dividirán entre el número de vigas.

Consideraremos que las 2 veredas de 2.45 m cada una y la berma central de 1.20 m tienen un espesor de 20 cm, y colocaremos una superficie asfáltica de 5 cm:

$$w_{total \text{ de las veredas}} = 2400 \times 0.20 \times (2.45 \times 2 + 1.20) = 2928 \text{ kg/m}$$

$$w_{total \text{ del asfalto}} = 2200 \times 0.05 \times (7.2 \times 2) = 1584 \text{ kg/m}$$

Para calcular el peso de la losa de concreto, debemos tomar en cuenta que el espesor de la losa varía de 20 a 27 cm debido a la pendiente de la superficie. Tomaremos un valor promedio de 23.5 cm, con lo cual:

$$w_{total \text{ de Losa}} = 2400 \times 0.235 \times 20.5 = 11562 \text{ kg/m}$$

Asumiremos una viga metálica W40x167 A572 Gr50 ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ), cuyo peso propio es de 249 kg/m. Cada viga tomará además 2 cargas de 60 kg cada una, ubicadas a los tercios de la longitud de la viga, debido al peso propio de los diafragmas. La Tabla 6 muestra las cargas para toda la sección del puente, las cargas que soporta cada viga, y el momento (al centro) y cortante (en los extremos) de cada viga.

**Tabla 6** – Momentos y cortantes en cada viga debido a las cargas permanentes

		$w_{total}$ (kg/m)	$w_{por\ viga}^*$ (kg/m)	Momento (kg.m)	Cortante (kg)
Cargas permanentes	Losa	11562	$w_{Losa} = 1445$	$M_{Losa} = 73702$	$V_{Losa} = 14595$
	Vigas metálicas	1992	$w_{V.M.} = 249$	$M_{V.M.} = 12700$	$V_{V.M.} = 2515$
	Veredas	2928	$w_{Vereda} = 366$	$M_{Ver} = 18668$	$V_{Ver} = 3697$
	Barandas	1310	$w_{Baranda} = 164$	$M_{Bar} = 8365$	$V_{Bar} = 1656$
	Asfalto	1584	$w_{Asfalto} = 198$	$M_{Asf} = 10099$	$V_{Asf} = 2000$
	Diafragmas		$P_{diaf}^{**} = 60\text{ kg}$	$M_{diaf} = 404$	$V_{diaf} = 60$
Cargas transitorias	s/c peatonal	1764	$w_{s/c\ peat} = 221$	$M_{peat} = 11272$	$V_{peat} = 2232$

\*  $w_{por\ viga} = w_{total}/8$

\*\* 2 cargas puntuales de 60 kg c/u, ubicadas a los tercios de la longitud de la viga.

## 8.5. Estado límite de resistencia I

### 8.5.1. Resistencia a la flexión

#### 8.5.1.1. Resistencia de la sección no compuesta

Se analizará la etapa en la cual el concreto aún no ha fraguado y la sección de acero trabaja como sección no compuesta. Elegimos la sección W40x167 A572 Gr50, cuyas propiedades se muestran a continuación:

$$\begin{array}{l|l|l}
 A = 317\text{ cm}^2 & I_x = 482828\text{ cm}^4 & M_p = 399172\text{ kg.m} \\
 E = 2038700\text{ kg/cm}^2 & S_x = 9832\text{ cm}^3 & M_y = 345603\text{ kg.m} \\
 F_y = 3515\text{ kg/cm}^2 & Z_x = 11356\text{ cm}^3 & M_r = 0.7M_y = 241922\text{ kg.m}
 \end{array}$$

Consideraremos al concreto fresco como una carga viva, e incluiremos una carga de 200 kg/m<sup>2</sup> debido al peso del encofrado y una carga viva de 100 kg/m<sup>2</sup> debido a la constructiva:

$$w_{operacional} = 100 \times 2.5 = 250\text{ kg/m} , M_{op} = 12750\text{ kg.m}$$

$$w_{enc} = 200 \times 2.5 = 500\text{ kg/m} , M_{enc} = 25500\text{ kg.m}$$

El momento amplificado en la sección no compuesta será:

$$M_{u1} = 1.0[1.25(M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{enc}) + 1.75(M_{losa} + M_{op})] = 199546 \text{ kg.m}$$

La resistencia a la flexión factorada, está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

$M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi_f$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

Para secciones no compuestas, deben evaluarse los estados límite de pandeo local del alma, pandeo local del ala y pandeo lateral-torsional.

#### Estado límite de pandeo local del alma

El límite de esbeltez para almas compactas es:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

(Ec. 6.10.6.2.3-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$D_c$  = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico.

$F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del ala en compresión

$t_w$  = Espesor del alma

$$\frac{2D_c}{t_w} = 52.6 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 90.55 \rightarrow \text{El alma es compacta}$$

#### Estado límite de pandeo local del ala en compresión

El límite de esbeltez para alas compactas es:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

(Ec. A6.3.2-4 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$b_{fc}$  = Ancho del ala en compresión

$t_{fc}$  = Espesor del ala en compresión

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 5.76 < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.15 \rightarrow \text{El ala es compacta}$$

Estado límite de pandeo lateral torsional

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el momento plástico de la sección es:

$$L_p = 1.0r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

(Ec. A6.3.3-4 de las especificaciones de la AASHTO)

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el inicio nominal de la fluencia en el ala,  $M_r$ , es:

$$L_r = 1.95r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} S_{xc} h}{E J}\right)^2}}$$

(Ec. A6.3.3-5 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$f_{yr}$  = Esfuerzo del ala en compresión al comienzo de la fluencia, tomado como  $0.7F_{yc}$ , siendo  $F_{yc}$  el esfuerzo de fluencia del ala en compresión.

$D_c$  = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico.

$h$  = Profundidad entre las líneas medias de las alas

$r_t$  = Radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}}$$

Dado que la sección no compuesta no cuenta con el soporte lateral proporcionado por la losa, el soporte lateral lo darán los diafragmas. Se colocarán diafragmas a los extremos y a los tercios del puente, con una separación de 6.7 m:

$$L_b = 6.7 \text{ m} , \quad L_p = 2.6 \text{ m} , \quad L_r = 7.6 \text{ m}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

→ La viga fallará por pandeo lateral torsional, después del inicio de la fluencia pero antes de llegar al momento plástico.

$$M_n = M_p - \frac{(M_p - 0.7M_y)(L_b - L_p)}{L_r - L_p} = 270227 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 270227 \text{ kg.m} > M_{u1} = 199546 \text{ kg.m}$$

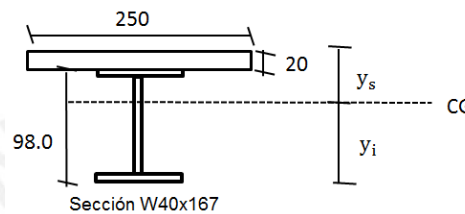


El esfuerzo debido a  $M_{u1}$  en el ala en tracción será:

$$f_1 = \frac{M_{u1}}{S} = \frac{199546 \times 100}{9832} = 2030 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.58 F_y$$

### 8.5.1.2. Resistencia de la sección compuesta

#### 8.5.1.2.1. Sección compuesta a largo plazo



$$n = 8$$

$$A_{\text{viga de acero}} = 317.4 \text{ cm}^2, \quad I_x, \text{ viga de acero} = 482828 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{losa transf.}} = \frac{250 \times 20}{3 \times 8} = 208.3 \text{ cm}^2, \quad I_x, \text{ losa transf.} = \frac{250}{3 \times 8} \times 20^3 \times \left(\frac{1}{12}\right) = 6944.4 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{tot}} = 208.3 + 317.4 = 525.7 \text{ cm}^2$$

$$y_s = \frac{208.3 \times 10 + 317.4 \times (20 + 98/2)}{525.7} = 45.6 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 98 - 45.6 = 72.4 \text{ cm}$$

$$I_{x, \text{ tot}} = 482828 + 317.4 \times \left(72.4 - \frac{98}{2}\right)^2 + 6944.4 + 208.3 \times (45.6 - 10)^2 = 927938 \text{ cm}^4$$

$$S_{\text{sup}} = \frac{I_{x, \text{ tot}}}{y_s} = \frac{927938}{45.6} = 20334 \text{ cm}^3$$

$$S_{\text{inf}} = \frac{I_{x, \text{ tot}}}{y_i} = \frac{927938}{72.4} = 12815 \text{ cm}^3$$

#### 8.5.1.2.2. Sección compuesta a corto plazo

$$n = 8$$

$$A_{\text{viga de acero}} = 317.4 \text{ cm}^2, \quad I_x, \text{ viga de acero} = 482828 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{losa}} = \frac{250 \times 20}{8} = 625 \text{ cm}^2, \quad I_x, \text{ losa} = \frac{250}{8} \times 20^3 \times \left(\frac{1}{12}\right) = 20833.3 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{tot}} = 625 + 317.4 = 942.4 \text{ cm}^2$$

$$y_s = \frac{625x10+317.4x(20+98/2)}{942.4} = 29.9 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 98 - 29.9 = 88.2 \text{ cm}$$

$$I_{x, \text{ tot}} = 482828 + 317.4x \left(88.1 - \frac{98}{2}\right)^2 + 20833 + 625x(29.9 - 10)^2 = 1236987 \text{ cm}^4$$

$$S_{sup} = \frac{I_{x, \text{ tot}}}{y_s} = \frac{1236987}{29.9} = 41399 \text{ cm}^3$$

$$S_{inf} = \frac{I_{x, \text{ tot}}}{y_i} = \frac{1236987}{88.1} = 14030 \text{ cm}^3$$

#### 8.5.1.2.3. Momento de fluencia

Para hallar el momento de fluencia, se calcula el esfuerzo en el ala inferior debido al momento producido por las cargas permanentes en la sección no compuesta, y luego el esfuerzo en el ala inferior debido al momento producido por las cargas permanentes en la sección compuesta a largo plazo. Después se calcula el momento adicional necesario para que el ala inferior llegue a fluencia. El momento de fluencia será la suma de los momentos últimos para la sección no compuesta y la sección compuesta a largo plazo, más el momento adicional calculado.

- Esfuerzo en el ala inferior de la sección no compuesta (sin considerar sobrecarga operacional ni peso del encofrado):

$$M_{u1} = 1.25(M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{losa}) = 108508 \text{ kg.m}$$

$$S_x = 9832 \text{ cm}^3$$

$$f_1 = \frac{108508 \times 100}{9832} = 1104 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo en el ala inferior de la sección compuesta a largo plazo:

$$M_{u2} = 1.0[1.25(M_{ver} + M_{bar}) + 1.5M_{asf}] = 48940 \text{ kg.m}$$

$$S_{x \text{ inf}} = 12815$$

$$f_2 = \frac{48940 \times 100}{12815} = 382 \text{ kg/cm}^2$$

Hasta ahora, el esfuerzo en tracción en el ala inferior de la viga debido a cargas permanentes es:

$$f_1 + f_2 = 1104 + 382 = 1486 \text{ kg/cm}^2$$

El momento adicional necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia,  $M_{ad}$ , será:

$$M_{ad} = [f_y - (f_1 + f_2)]xS_{inf} = \frac{[3515 - 1486]x14030}{100} = 284669 \text{ kg.m}$$

Podemos calcular el momento de fluencia de la sección compuesta,  $M_y$ , como la suma de los momentos  $M_{u1}$ ,  $M_{u2}$ , y el momento adicional  $M_{ad}$ :

$$M_{y(\text{seccion compuesta})} = 108508 + 41671 + 284669 = 434848 \text{ kg.m}$$

El momento último total,  $M_{u(\text{total})}$  es:

$$M_{u(\text{total})} = M_{u1} + M_{u2} + 1.75(M_{peat} + M_{LL})$$

$$M_{u(\text{total})} = 108508 + 41671 + 1.75(11272 + 146027)$$

$$M_{u(\text{total})} = 425452 \text{ kg.m} < M_{y(\text{seccion compuesta})}$$

→ La sección es satisfactoria

### 8.5.2. Resistencia al corte

Con los datos de la columna "Cortante" de la Tabla 6, se calcula la fuerza cortante última:

$$V_u = 1.25(V_{losa} + V_{V.M.} + V_{ver} + V_{bar} + V_{diaf}) + 1.50V_{asf} + 1.75(V_{peat} + V_{LL})$$

$$V_u = 104346 \text{ kg}$$

La resistencia al corte factorada, está dada por la ecuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al corte (kg)

$\phi_v$  = Factor de resistencia, para el caso de corte es igual a 1.

La resistencia nominal al cortante ( $V_n$ ) está dada por la ecuación:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

(Ec. 6.10.9.2-1 de las especificaciones AASHTO)

En la cual:

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w$$

(Ec. 6.10.9.2-1 de las especificaciones AASHTO)

Donde:

$V_{cr}$  = Resistencia al pandeo por corte

$V_n$  = Resistencia nominal al corte

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte. Debe calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } D/t_w \leq 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} \longrightarrow C = 1$$

(Por debajo de este límite, la resistencia al corte se basa en la fluencia por corte del alma)

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} \longrightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

(En este caso, la resistencia del alma al corte se basa en el pandeo)

$$\text{Si } 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \longrightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \cdot \frac{Ek}{F_{yw}}$$

(Por encima de este límite, la resistencia del alma se determina por el esfuerzo elástico de pandeo)

Siendo "k" el coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma. Dado que se trata de almas sin rigidizadores, el factor "k" debe tomarse como 5.

Para la sección W40x167 A572 Gr50:

$$\left. \begin{array}{l} D = 98 \text{ cm} \\ t_w = 1.65 \text{ cm} \end{array} \right\} D/t_w = 59.38 < 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 60.3 \rightarrow \text{Entonces } C = 1$$

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w = 330006 \text{ kg}$$

$$V_n = V_{cr} = CV_p = 330006 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 330006 \text{ kg} > V_u = 104346 \text{ kg} \longrightarrow \text{OK}$$

## 8.6. Estado límite de Servicio I

Se analizarán las deflexiones en las vigas debido a las cargas permanentes y a las cargas vivas. Para las deflexiones debido a cargas permanentes, se especificará la

contraflecha que deberá tener la viga para contrarrestar dichas deflexiones. Para las deflexiones debido a las cargas vivas, se verificará que su valor no exceda el límite especificado por la AASHTO.

### 8.6.1. Deflexiones debido a la carga permanente

#### 8.6.1.1. Sección de acero no compuesta

A partir de las características de la sección no compuesta mostradas en el acápite 8.5.1.1, calculamos:

Deflexión debido al peso propio:

$$\Delta_{PP} = \frac{5(w_{V.M.})L^4}{384EI} = \frac{5x(249/100)x(20.2x100)^4}{384x2038700x482828} = 0.548 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso de la losa:

$$\Delta_{PP} = \frac{5(w_{losa})L^4}{384EI} = \frac{5x(1445/100)x(20.2x100)^4}{384x2038700x482828} = 3.182 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso de los diafragmas:

$$\Delta_{diaf} = \frac{P_{diaf}(L/3)}{24EI} (3L^2 - 4(L/3)^2) = \frac{60(2020/3)}{24x2038700x482828} (3x2020^2 - 4(2020/3)^2)$$

$$\Delta_{diaf} = 0.018 \text{ cm}$$

Deflexión total debido a la carga muerta en la sección no compuesta:

$$\Delta_1 = 0.548 + 3.182 + 0.018 = 3.75 \text{ cm}$$

#### 8.6.1.2. Sección compuesta a largo plazo

A partir de las características de la sección no compuesta mostradas en el acápite 8.5.1.2, calculamos la deflexión debido al peso de las veredas, las barandas y el asfalto:

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{ver} + w_{bar} + w_{asf})L^4}{384EI_{x, tot}} = \frac{5\left(\frac{366 + 114 + 198}{100}\right)x2020^4}{384x2038700x927938} = 0.74 \text{ cm}$$

### 8.6.1.3. Contraflecha

La deflexión total debido a cargas permanentes es:

$$\Delta_{CM} = \Delta_1 + \Delta_2 = 3.75 + 0.74 = 4.49 \text{ cm} = 44.9 \text{ mm}$$

Las vigas se dividirán en 4 tramos, aplicándoseles una contraflecha de 45 mm en el centro y 32 mm en los puntos intermedios (Ver plano E-2).

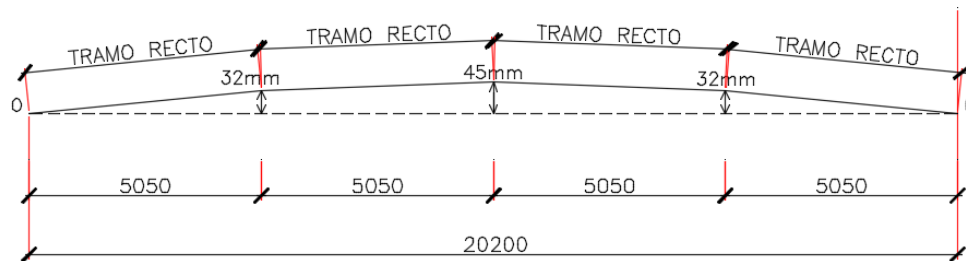


Figura 15. Diagrama de contraflecha.

### 8.6.2. Deflexiones debido a la carga viva

El artículo 2.5.2.6.2. de las especificaciones de la AASHTO establece que, para hallar la máxima deflexión absoluta del puente, debemos considerar que todas las vías están cargadas y que todas las vigas se deflectarán por igual. Esto equivale a decir que debe considerarse un factor de distribución igual al número de vías dividido entre el número de vigas. Dado que contamos con 4 vías y 8 vigas, tomaremos un factor de distribución de 0.5 carriles de diseño. Multiplicaremos además estas cargas por 1.33 para tener en cuenta los efectos dinámicos.

El artículo 3.6.1.3.2. de la AASHTO establece que, para el cálculo de deflexiones debido a carga viva, deberá considerarse únicamente la deflexión debida a la carga del camión, o el 25% de la carga del camión más la carga distribuida del carril de diseño. Para hallar las deflexiones debido a la sobrecarga, modelaremos una de las vigas del puente en el SAP2000. Para modelar la sección compuesta de la viga utilizaremos el módulo Section Designer del SAP2000, el cual permite modelar una sección de cualquier geometría y de más de un material.

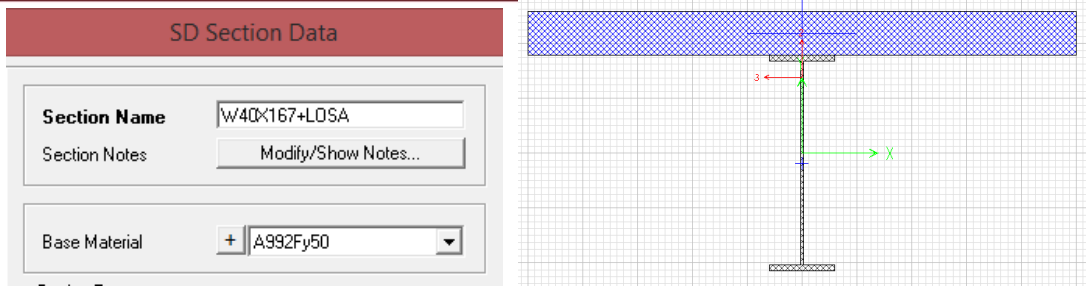


Figura 16. Sección modelada.

Property Data			
Section Name		W40X167+LOSA	
Properties			
Cross-section (axial) area	938.9699	Section modulus about 3 axis	14025.181
Torsional constant	99665.03	Section modulus about 2 axis	25992.198
Moment of Inertia about 3 axis	1235454.3	Plastic modulus about 3 axis	19103.296
Moment of Inertia about 2 axis	3249025.	Plastic modulus about 2 axis	26239.805
Shear area in 2 direction	207.0309	Radius of Gyration about 3 axis	36.2733
Shear area in 3 direction	618.3176	Radius of Gyration about 2 axis	58.8235

Figura 17. Propiedades de la sección modelada (en cm).

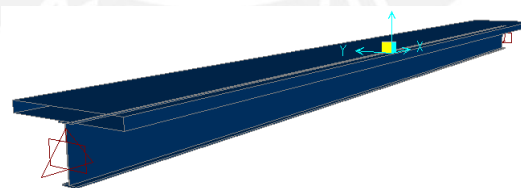


Figura 18. Viga modelada

### Standard Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K-1

**Camión de diseño HL-93**

Data Definition

Vehicle Type: HL-93K

**Amplificación dinámica**

Dynamic Allowance: 33

### Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: VECL1

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K-1	0.5
HL-93K-1	0.5

**Factor de distribución**

Add  
Modify  
Delete

Figura 19. Sobrecarga vehicular.

### Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + s/c distribuida

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:  Forces  Moments

Coord Sys: GLOBAL

Direction: Gravity

Options:  Add to Existing Loads  Replace Existing Loads  Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from

Uniform Load

Load: 950\*0.5

**Carga multiplicada por el factor de distribución**

OK Cancel

Figura 20. Carga distribuida del carril de diseño.

### Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + s/c peatonal

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:  Forces  Moments

Coord Sys: GLOBAL

Direction: Gravity

Options:  Add to Existing Loads  Replace Existing Loads  Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 221

OK Cancel

Figura 21. Carga distribuida peatonal.



Como se aprecia en la ventana “SD Section Data” de la Figura 16, se colocó como material base al acero de grado 50, para que el programa transforme el área del concreto en un área transformada de acero. Comprobamos que las propiedades de la sección halladas con el SAP2000 que se muestran en la ventana “Property Data” de la Figura 17, se asemejan a las propiedades calculadas en el acápite 8.5.1.3, con lo cual corroboramos que el programa también utiliza el factor de “n” para transformar el área de concreto. Así, por ejemplo, los valores de área transformada, momento de inercia con respecto a “x” y módulo inferior de la sección con respecto a “x” calculados previamente son de 942.4 cm<sup>2</sup>, 1236987 cm<sup>4</sup> y 14030 cm<sup>3</sup>, respectivamente, mientras que los valores calculados con el programa son de 939 cm<sup>2</sup>, 1235454 cm<sup>4</sup> y 14025 cm<sup>3</sup>.

Las deflexiones calculadas por el programa se muestran en la Figura 21. Se toman los valores de desplazamiento en la dirección “3”, definido por el programa como la dirección vertical.

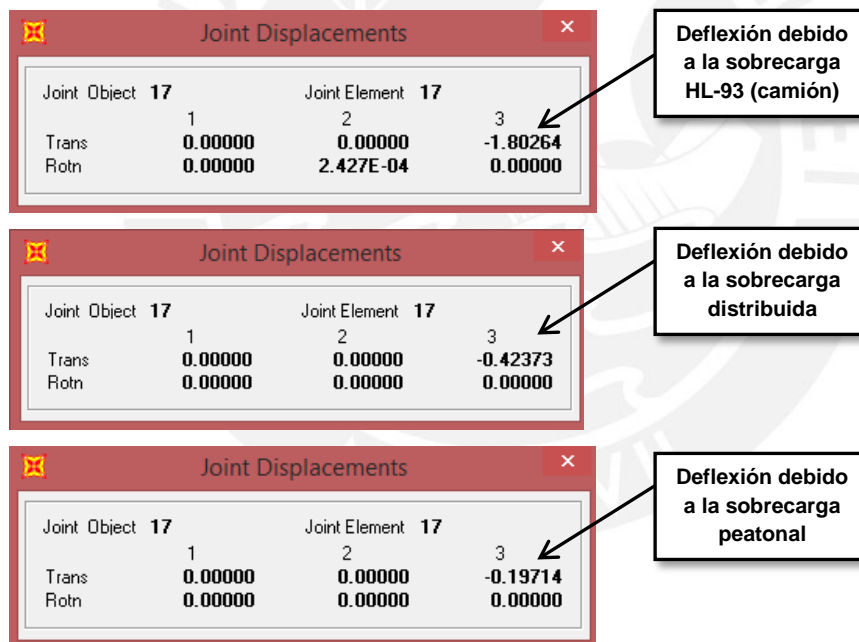


Figura 22. Deflexiones al centro de la luz (en cm).

La deflexión calculada por el programa para la sobrecarga HL-93, toma en cuenta la sobrecarga distribuida, por lo tanto si queremos saber únicamente la deflexión debida al camión, deberá restársele al valor obtenido el valor de la deflexión debido a la sobrecarga distribuida.

Considerando el 100% del camión y sin considerar la sobrecarga distribuida:

$$\Delta_3 = (1.803 - 0.424) + 0.197 = 1.576 \text{ cm (gobierna)}$$

Considerando el 25% del camión y la sobrecarga distribuida:

$$\Delta_3 = (1.803 - 0.424) \times 0.25 + 0.424 + 0.197 = 0.966 \text{ cm}$$

El artículo 2.5.2.6.2 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para puentes vehiculares y peatonales, la deflexión máxima debería ser de  $L/1000$ .

$$\frac{L}{1000} = \frac{2020}{1000} = 2.02 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 1.576 \text{ cm} < 2.02 \text{ cm} \rightarrow OK$$

### 8.7. Estado límite de Servicio II

El artículo 6.10.4.2 de las especificaciones de la AASHTO controla las deformaciones permanentes en las vigas limitando los esfuerzos en las alas de la sección de acero en el estado límite de Servicio II, colocándole un factor de carga de 1.0 a las cargas permanentes y de 1.30 a las cargas vivas. Para controlar dichas deformaciones permanentes, la AASHTO limita el esfuerzo de las alas de acero al 95% del esfuerzo de fluencia:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$$

(Ec. 6.10.4.2.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$f_f$  = Esfuerzo en el ala de la sección debido a la combinación de Servicio II.

$R_h$  = Factor híbrido. Igual a 1 para secciones de acero homogéneas.

A partir de los momentos presentados en la Tabla 6:

- Esfuerzos en la sección no compuesta:

$$M = M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{Losa} = 86806 \text{ kg.m}$$

$$S_x = 9832 \text{ cm}^3$$

$$f_f = \frac{M}{S_x} = 883 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos en la sección compuesta a largo plazo:

$$M = M_{Vereda} + M_{Baranda} + M_{Asfalto} = 37132 \text{ kg.m}$$

$$S_{x \text{ inf}} = 12815 \text{ cm}^3$$

$$f_f = M/S_x = 290 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos en la sección compuesta a corto plazo:

$$M = 1.3(M_{S/c\text{ peat}} + M_{LL}) = 204488 \text{ kg.m}$$

$$S_{x\text{ inf}} = 14030 \text{ cm}^3$$

$$f_f = \frac{M}{S_x} = 1458 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{f\text{ total}} = 883 + 290 + 1458 = 2631 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.95R_h F_{yf} = 3339 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK$$

### 8.8. Conectores de corte

Para asegurar una acción compuesta entre la viga de acero y la losa de concreto, se deben colocar pernos de corte soldados al ala superior de la viga para que éstos tomen el cortante generado en la unión viga - losa. La resistencia al corte de los conectores de corte está dada por la ecuación:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

(Ec. 6.10.10.4.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$Q_r$  = Resistencia al corte factorada de un conector de corte.

$Q_n$  = Resistencia al corte nominal de un conector de corte.

$\phi_{sc}$  = Factor de resistencia para conectores de corte, igual a 0.85

La resistencia al corte nominal de un conector de corte, debe tomarse como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

(Ec. 6.10.10.4.3-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$A_{sc}$  = Área transversal de un conector de corte.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

$F_u$  = Resistencia a la tracción de un conector de corte.

El artículo 6.4.4 de la AASHTO recomienda el uso de conectores de corte ASTM A108 con resistencias mínimas a la fluencia y a la tracción de 50 ksi y 60 ksi, respectivamente.

Utilizando pernos de 3/4", la resistencia de 1 perno será:

$$\left. \begin{array}{l} A_{sc} = 2.84 \text{ cm}^2 \\ E_c = 250000 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} Q_n = 11880 \text{ kg} \leq A_{sc} F_u = 11928 \text{ kg}$$

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n = 10098 \text{ kg}$$

Ahora calculamos la fuerza cortante que deberán resistir los pernos de corte mediante la siguiente expresión:

$$P = \sqrt{P_P^2 + F_P^2}$$

(Ec. 6.10.10.4.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$F_P$  = Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0.

$P_P$  = Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo. Debe tomarse como el menor valor entre:

$$P_{1P} = 0.85 f'_c b_s t_s$$

(Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto)

$$P_{2P} = A_s F_y$$

(Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entra en fluencia)

Tenemos:

$$P_{1P} = 1190000 \text{ kg}$$

$$P_{2P} = 1115661 \text{ kg}$$

Entonces:  $P = 1115661 \text{ kg}$

Para calcular el número de pernos de corte, se divide la fuerza cortante total entre la resistencia de un perno. Este es el número de pernos que se necesita en el tramo comprendido entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento nulo. Para hallar el número total de pernos a lo largo de toda la viga, se debe multiplicar el número hallado por 2.

$$n = \frac{P}{Q_r} \times 2$$

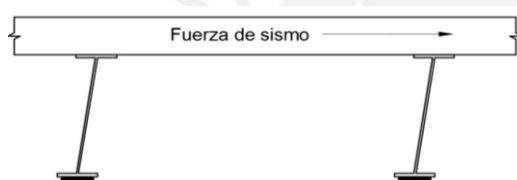
$n = 221$  conectores de corte en 20.2 m de longitud.

→ Colocar 2 conectores de 3/4" cada 15 cm.

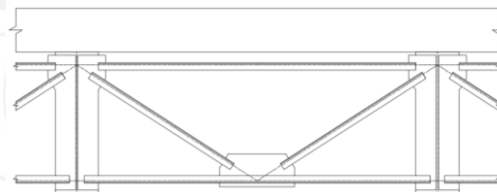
## 9. DIAFRAGMAS

Los diafragmas de un puente cumplen distintas funciones, entre ellas ayudar a que las cargas verticales tengan una mejor distribución entre las vigas principales, transferir las cargas horizontales del tablero a los apoyos, y proveer soporte lateral a las vigas principales cuando el concreto aún no ha fraguado.

La condición que gobernará el diseño de los diafragmas, será la transferencia de cargas laterales debido al sismo, del tablero a los apoyos. Como se observa en la Figura 23, cuando se produzca una carga lateral sísmica en dirección perpendicular al eje del puente, dicha carga deberá llegar a los apoyos a través de las vigas principales, por lo cual las almas de estas vigas se doblarán. Se diseñarán los diafragmas para que puedan transferir estas cargas a los apoyos. Los diafragmas tendrán una disposición tipo “K” como se muestra en la Figura 24.



**Figura 23.** Comportamiento de las vigas principales sin diafragmas ante cargas sísmicas



**Figura 24.** Disposición de diafragmas

Realizamos un análisis de los diafragmas en el programa SAP2000 aplicando las cargas horizontales que recibirá cada apoyo. El artículo 3.10.9.1 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para puentes de un tramo, la fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura deberá ser el producto del coeficiente de aceleración,  $A_s$ , y la carga permanente tributaria. El artículo 3.10.4.2 de las especificaciones de la AASHTO establece que el valor de  $A_s$  deberá tomarse como el producto de la aceleración pico del suelo y el factor de modificación por el tipo de suelo. Utilizando una aceleración horizontal pico del suelo de 0.4 y un coeficiente por condiciones locales de 1.0, tenemos:

$$A_{s,h} = 0.4$$

Hallamos el peso total del puente,  $P_{puente}$ , multiplicando las cargas permanentes por metro de longitud, listadas en columna “ $w_{total}$ ” de la Tabla 6 (p.24), por la longitud de 20.2 m:

$$P_{puente} = (11562 + 1992 + 2928 + 1310 + 1584 + 60 * 28) \times 20.2 = 425331 \text{ kg}$$

La carga sísmica horizontal total será:  $0.4 \times 425331 = 170132 \text{ kg}$

Para el caso de la carga sísmica horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos. Por lo tanto cada apoyo tomará:

$$\frac{170132}{16} = 10633 \text{ kg}$$

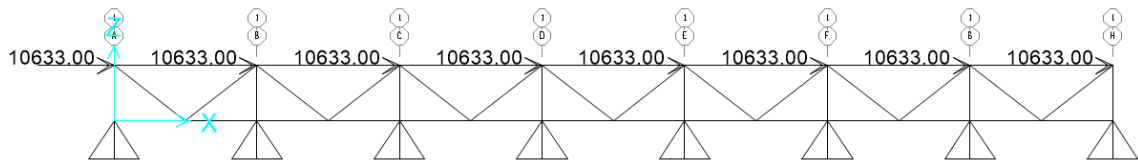


Figura 25. Modelo de los diafragmas en SAP2000.

### 9.1. Diseño de las diagonales

Elegimos un ángulo L 3"x3"x5/16", y verificamos su resistencia a la compresión y a la tracción. Se conectarán los elementos mediante soldadura y pernos como se muestra en la Figura 26 (p. 43)

#### 9.1.1. Resistencia a la compresión

La carga de diseño obtenida a partir del análisis realizado es:

$$P_u = 7322 \text{ kg}$$

La resistencia a la compresión factorizada,  $P_r$ , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_c P_n$$

(Ec. 6.9.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$P_n$  = Resistencia nominal a la compresión.

$\phi_c$  = Factor de resistencia a la compresión, igual a 0.90 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

La resistencia nominal se determinará como sigue:

- Si  $P_e/P_0 \geq 0.44$ , entonces:

$$P_n = \left( 0.658 \left( \frac{P_0}{P_e} \right) \right) P_0$$

(Ec. 6.9.4.1.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

- Si  $P_e/P_0 < 0.44$ , entonces:

$$P_n = 0.877P_e$$

(Ec. 6.9.4.1.1-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$A_g$  = Área transversal de la sección ( $\text{cm}^2$ )

$P_0$  = Resistencia nominal a la fluencia =  $F_y A_g$  (kg)

$F_y$  = Resistencia mínima a la fluencia ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$P_e$  = Resistencia crítica al pandeo elástico, para pandeo de flexión o para pandeo flexo-torsional, según sea el caso.

El artículo 6.9.4.4 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para ángulos simples sujetos a compresión, que están conectados en sus extremos sólo a través de una de sus patas, se pueden despreciar los momentos generados en sus extremos debido a la excentricidad de la conexión, y se puede analizar únicamente el estado límite de pandeo de flexión, si para el cálculo de la resistencia se utiliza una esbeltez efectiva  $(Kl/r)_{ef}$  en vez de la esbeltez real  $Kl/r$ . La esbeltez efectiva para ángulos de patas iguales debe calcularse como:

Si  $l/r_x \leq 80$ , entonces:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 l/r_x$$

(Ec. 6.9.4.4-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Si  $l/r_x > 80$ , entonces:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 l/r_x$$

(Ec. 6.9.4.4-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Para el ángulo L 3"x3"x5/16" se tiene:

$$l = 1.6 \text{ m}$$

$$r_x = 2.33 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r_x} = 68.67 < 80$$

Entonces:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 (68.67) = 123.5$$

El pandeo de flexión es un modo de pandeo en el cual el miembro se deflecta lateralmente sin torcerse o cambiar su sección transversal. La resistencia al pandeo elástico, basándose en pandeo de flexión, debe tomarse como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} A_g$$

(Ec. 6.9.4.1.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$A_g$  = Área transversal de la sección (cm<sup>2</sup>)

$K$  = Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo.

$l$  = Longitud sin soporte en el plano de pandeo (cm)

$r_s$  = Radio de giro alrededor del eje de pandeo considerado.

Para el ángulo L 3"x3"x5/16":

$$A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_0 = 40365 \text{ kg}$$

$$P_e/P_0 = 0.375 < 0.44, \text{ entonces:}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 2038700}{(123.5)^2} (11.48) = 15145 \text{ kg}$$

$$P_n = 0.877(15145) = 13282 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 13282 \text{ kg} > P_u = 7322 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

### 9.1.2. Resistencia a la tensión

La carga de diseño obtenida a partir del análisis realizado es:

$$P_u = 7322 \text{ kg}$$

#### 9.1.2.1. Fluencia de la sección bruta

La resistencia factorizada a la fluencia de la sección bruta,  $P_r$ , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

(Ec. 6.8.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$P_{ny}$  = Resistencia nominal a la tensión por fluencia de la sección bruta. (kg)

$\phi_y$  = Factor de resistencia para fluencia de miembros a tensión, igual a 0.95 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_g$  = Área bruta de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>)

$$\phi_y = 1.0$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$P_r = 40352 \text{ kg} > P_u = 7322 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$



9.1.2.2. *Fractura de la sección neta efectiva*

La resistencia factorizada a la fractura de la sección neta,  $P_r$ , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U$$

(Ec. 6.8.2.1-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$P_{nu}$  = Resistencia nominal a la tensión por fracción de la sección efectiva. (kg)

$\phi_u$  = Factor de resistencia para fractura de miembros a tensión, igual a 0.80 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

$F_u$  = Resistencia a la tensión (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_n$  = Área neta de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>)

$U$  = Factor de reducción para tomar en cuenta el retraso de cortante. Deberá tomarse como:

$$U = 1 - \frac{x}{L}$$

Siendo:

$x$  = Excentricidad de la conexión (cm.)

$L$  = Longitud de la conexión (cm.)

Tenemos:

$$\phi_u = 1.0$$

$$F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

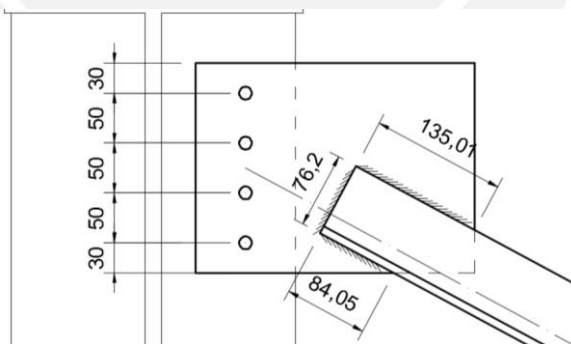


Figura 26. Geometría de la conexión de las diagonales con la viga.

$$A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$x = 2.18 \text{ cm}$$

$$L = 8.4 \text{ cm} \rightarrow U = 0.74$$

$$P_r = 4570 \times 11.48 \times 0.74 = 38823 \text{ kg} > P_u = 7322 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

### 9.1.3. Soldadura de la conexión viga – diagonal

Se utilizará soldadura de filete, cuya resistencia está dada por la ecuación:

$$\phi R_n = \phi_{e2} 0.6 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) D l$$

Donde:

$\phi_{e2}$  = Factor de resistencia, igual a 1 para evento extremo.

$F_{EXX}$  = Resistencia mínima a la tensión de la soldadura, igual a 4920 kg/cm<sup>2</sup>

$D$  = Tamaño de la soldadura (cm)

$l$  = Longitud de la soldadura (cm)

A las longitudes mostradas en la Figura 26 se les restará 1 cm a cada lado, para despreciar el aporte de las terminaciones y las esquinas.

Resistencia de la soldadura paralela a la carga:

$$\phi R_{n1} = 1.0 \times 0.6 \times 4920 \times \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (8.4 + 13.5 - 4) = 22418 \text{ kg}$$

Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga:

$$\phi R_{n2} = 1.0 \times 0.6 \times 4920 \times \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (7.6 - 2) = 7013 \text{ kg}$$

Despreciando el incremento de resistencia de la soldadura perpendicular a la carga debido a su orientación, la resistencia de la soldadura será:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} = 29430 \text{ kg} > P_u = 7322 \text{ kg} \rightarrow OK$$

### 9.1.4. Pernos de la conexión viga – diagonal

#### 9.1.4.1. Resistencia al corte

Se utilizarán pernos de alta resistencia ASTM A325:  $F_u = 8400 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia nominal al corte de un perno se calcula mediante la ecuación presentada en el acápite 9.2.4.2.1 (p. 65). Utilizando 4 pernos de 1/2":

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.38 \times (1.29 \times 4) \times 8400 = 12353 \text{ kg} > P_u = 7322 \text{ kg} \rightarrow OK$$

### 9.1.4.2. Resistencia al aplastamiento

Se calcula la resistencia al aplastamiento de la placa de la conexión. Se utilizará una placa de  $\frac{1}{2}$ ". Dado que la separación entre pernos y la distancia entre el perno y el borde son mayores a  $2d = 2.54\text{cm}$  (Ver Figura 41), calculamos la resistencia al aplastamiento de la placa mediante la ecuación:

$$\phi R_n = \phi_{bb} 2.4 d t F_u (\# \text{pernos}) = 0.8 \times 2.4 \times 1.27 \times 1.27 \times 4570 \times 4 = 70760 \text{ kg} > 20575 \text{ kg}$$

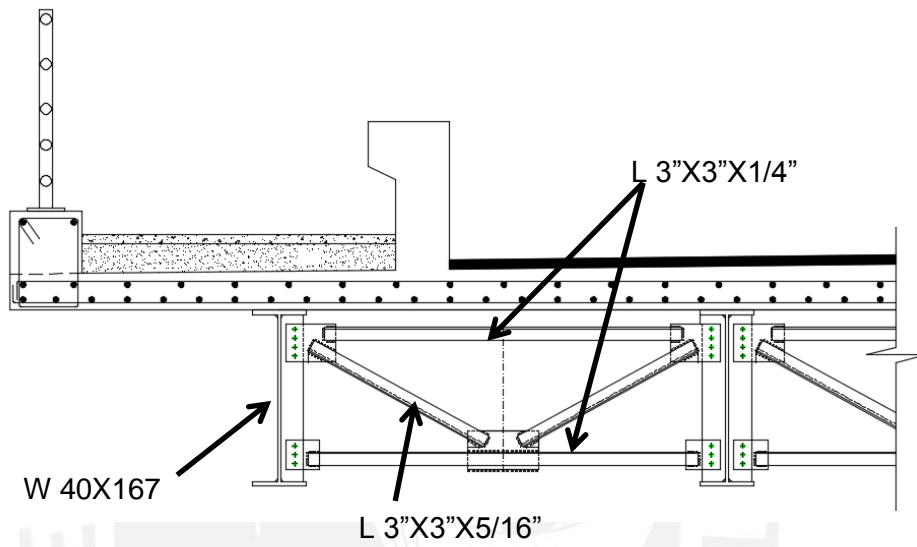


Figura 27. Disposición final de los diafragmas

## 10. BARANDAS

### 10.1. Baranda vehicular

La AASHTO especifica que las barandas vehiculares deberán ser ensayadas al choque para que sean aceptadas. Existen 6 niveles de ensayo, de los cuales elegiremos el cuarto nivel de ensayo, TL4, aplicable a carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales cuyo tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

Se presentará el diseño de un parapeto de concreto utilizado como baranda vehicular siguiendo el procedimiento de diseño del artículo A13.3 de las especificaciones de la AASHTO. Cabe destacar que, para que la baranda presentada sea aprobada, debería ser previamente ensayada.

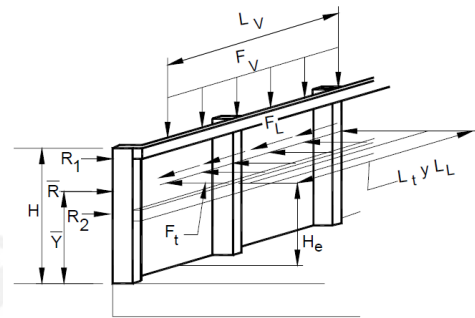
10.1.1. Fuerzas de diseño

Para un nivel de ensayo TL4, las fuerzas de diseño para probetas de ensayo y los límites geométricos se listan en la Tabla 7.

**Tabla 7.** Fuerzas de diseño para nivel de ensayo TL4

Transversal $F_t$ (kg)	24500
Longitudinal $F_L$ (kg)	8200
Vertical descendente $F_v$ (kg)	8200
$L_t$ y $L_L$ (m)	1.07
$L_v$ (m)	5.50
$H_e$ (m) (altura de cargas horizontales)	0.81
$H$ (m) (altura mínima de la baranda)	0.81

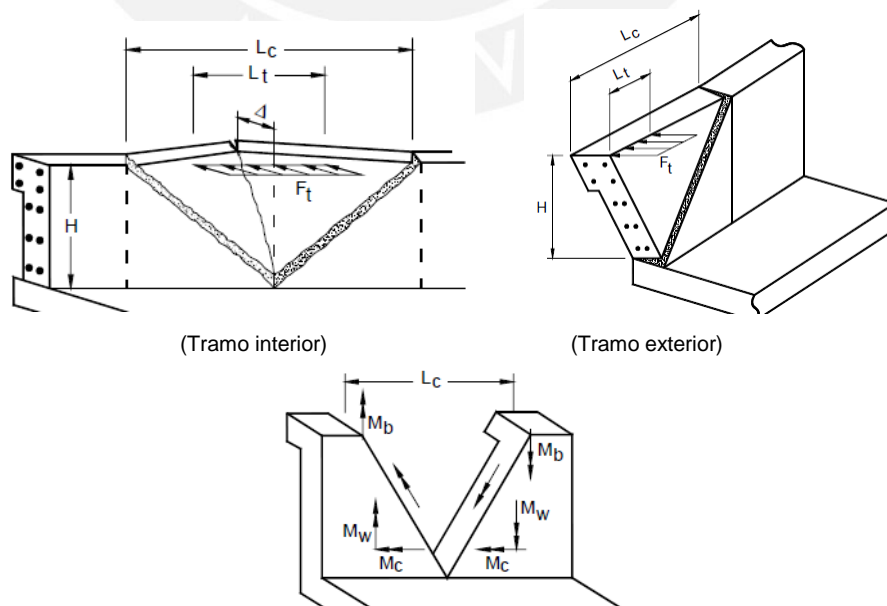
(Adaptado de la tabla A13.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)



**Figura 28.** (Tomado de la figura A13.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

10.1.2. Diseño del parapeto de concreto

La AASHTO especifica un análisis por líneas de fluencia, a partir del cual se halla la capacidad flexional del parapeto. La Figura 23 muestra el patrón de falla con 3 líneas de fluencia para un tramo interior de muro, y con 1 línea de fluencia para un tramo extremo del muro.



**Figura 29.** Líneas de fluencia del parapeto (Tomado de la Figura CA.13.3.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Se hallará la resistencia a la carga transversal,  $R_w$ , a partir de las siguientes ecuaciones:

- Para impactos en un tramo interior de parapeto:

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( 8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

(Ec. A13.3.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

La longitud en la cual se produce el mecanismo de fluencia,  $L_c$  (como se aprecia en la Figura 29) deberá tomarse como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

(Ec. A13.3.1-2 de las especificaciones de la AASHTO)

- Para impactos en el extremo del parapeto o en una junta:

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

(Ec. A13.3.1-3 de las especificaciones de la AASHTO)

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

(Ec. A13.3.1-4 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$F_t$  = Fuerza transversal actuante en la parte superior del muro. (kg)

$H$  = Altura del muro. (m)

$L_c$  = Longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia. (m)

$L_t$  = Longitud de distribución longitudinal de la carga de impacto  $F_t$  (m)

$R_w$  = Resistencia transversal total de la baranda. (kg)

$M_b$  = Resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con  $M_w$  en la parte superior del muro (kg.m)

$M_c$  = Resistencia flexional por metro lineal del muro como voladizo, con respecto a un eje paralelo al eje longitudinal del puente. (kg.m/m)

$M_w$  = Resistencia flexional del muro con respecto a su eje vertical (kg.m).

Se diseñará la baranda cuya sección típica se muestra en la Figura 30. El acero horizontal será de 5/8" de diámetro, mientras que el acero vertical será de 1/2". En el

interior del tramo del muro, se colocará el acero vertical cada 30 cm, mientras que en los extremos se colocará el acero vertical cada 15 cm.

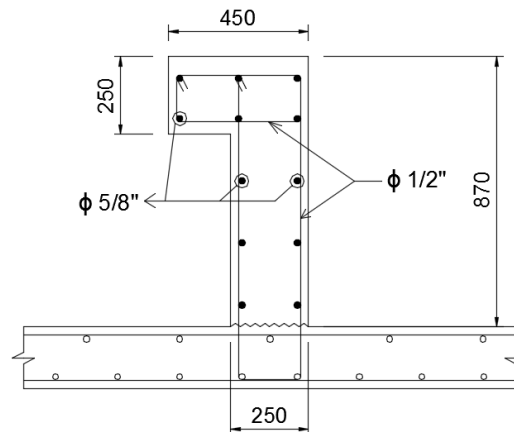


Figura 30. Sección típica de la baranda peatonal.

#### Verificación del tramo interior

- Cálculo de  $M_b$ :

Calculamos el momento resistente de la viga superior:

- Área total de acero:  $A_s = 2(2) = 4 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo:  $d = 37.9 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 2.82 \text{ cm}$

$$M_b = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 6130 \text{ kg.m}$$

- Cálculo de  $M_w$ :

Calculamos el momento resistente del muro con respecto a su eje vertical:

- Área total de acero:  $A_s = 3(2) = 6 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo:  $d = 17.9 \text{ cm}$
- $b = 62 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 1.71 \text{ cm}$

$$M_w = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4295 \text{ kg.m}$$

- Cálculo de  $M_c$ :

Calculamos el momento resistente del muro por metro lineal como si se tratara de un muro en volado. Considerando el acero vertical de 1/2" colocado cada 30 cm:

- Área total de acero:  $A_s = \left( \frac{100}{30} \right) (1.29) = 4.3 \text{ cm}^2$

- Peralte efectivo:  $d = 19.4 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 0.76 \text{ cm}$

$$M_c = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 3435 \text{ kg.m/m}$$

- Cálculo de  $L_c$ :

La longitud en la que se presentará el patrón de falla en el interior del muro será:

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.87)(6130 + 4295)}{3435}} = 5.20 \text{ m}$$

- Cálculo de  $R_w$ :

La resistencia transversal en el interior del muro será:

$$R_w = \left( \frac{2}{2(5.20) - 1.07} \right) \left( 8 \times 6130 + 8 \times 4295 + \frac{(3435)(5.20)^2}{0.87} \right) = 40763 \text{ kg}$$

Comprobamos que la resistencia  $R_w$  es mayor que  $F_t = 24500 \text{ kg}$ , por lo cual la resistencia flexional del interior del muro es satisfactoria.

- Verificación por cortante:

Se evaluará la capacidad por corte por fricción de la junta de construcción entre el parapeto y el tablero del puente, asumiendo que  $F_t$  y  $F_L$  actúan simultáneamente.

Fuerza de corte resultante:

$$V_u = \sqrt{F_t^2 + F_L^2} = \sqrt{24500^2 + 8200^2} = 25835 \text{ kg}$$

La AASHTO especifica que la resistencia al corte por fricción está dada por la ecuación:

$$V_{ni} = c A_{cv} + \mu (A_{vf} F_y + P_c)$$

Donde:

$c$  = Factor de cohesión.

$A_{cv}$  = Área de concreto que participa en la transferencia de cortante. ( $\text{cm}^2$ )

$A_{vf}$  = Área de acero que atraviesa el plano de corte. ( $\text{cm}^2$ )

$\mu$  = Coeficiente de fricción.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero que atraviesa el plano de corte. ( $\text{Kg/cm}^2$ )

$P_c$  = Fuerza de compresión normal al plano de corte. (Kg)

Tomaremos un coeficiente de fricción  $\mu$  de 0.6 (para concreto colocado contra una superficie de concreto endurecido limpia y libre de nata, pero a la cual no se le ha

introducido una rugosidad intencional). Ignoraremos la cohesión y despreciaremos la fuerza de compresión debido al peso propio. Tomaremos además un factor de resistencia  $\phi$  de 1, dado que se trata de un evento extremo, con lo cual la resistencia nominal al corte por fricción será:

$$A_{vf} = \left(\frac{5.20}{0.30}\right) \times 1.29 = 22.36 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 22.36 \times 4200 = 56347 \text{ kg} > V_u = 25835$$

#### Verificación del tramo extremo

- Cálculo de  $M_c$ :

Volveremos a calcular  $M_c$ , colocando en el extremo el acero vertical de 1/2" cada 15 cm:

- Área total de acero:  $A_s = \left(\frac{100}{15}\right) (1.29) = 8.6 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo:  $d = 19.4 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 1.52 \text{ cm}$

$$M_c = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 6733 \text{ kg.m}$$

- Cálculo provisional de  $L_c$ :

Asumiendo que los valores de  $M_b$  y  $M_w$  se mantienen iguales, calculamos:

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{(0.87)(6130 + 4295)}{6733}} = 1.81 \text{ m}$$

- Verificación de  $M_b$  y  $M_w$ :

A partir de la longitud de  $L_c$  hallada, comprobaremos si se logran desarrollar los momentos  $M_b$  y  $M_w$ . A partir de la Figura 31, se aprecia que las barras horizontales inferiores tienen una longitud de 9.5 cm atravesando la línea de fluencia. Dado que la longitud de anclaje necesaria para que las barras de 1/2" lleguen a la fluencia es de 39 cm, no consideraremos el aporte de las barras horizontales inferiores en el cálculo de  $M_w$ . Todas las demás barras sí tienen una longitud que atraviesa la línea de fluencia mayor que la longitud de desarrollo.



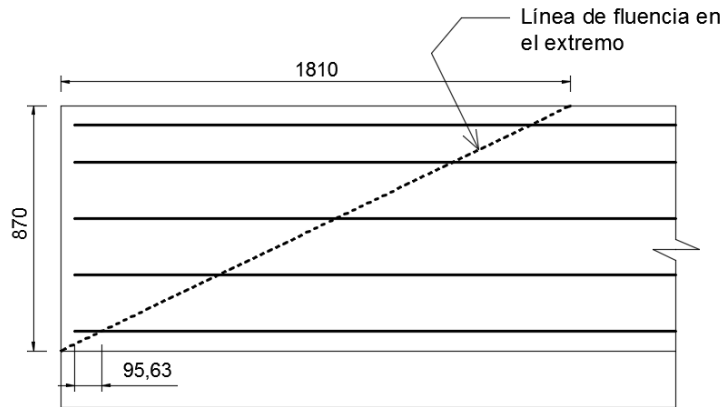


Figura 31. Barras horizontales que atraviesan la línea de fluencia.

- Recálculo de  $M_w$ :
  - Área total de acero:  $A_s = 2(2) = 4 \text{ cm}^2$
  - Peralte efectivo:  $d = 17.9 \text{ cm}$
  - $b = 62 \text{ cm}$
  - $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 1.14 \text{ cm}$

$$M_w = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2911 \text{ kg.m}$$

- Nuevo cálculo de  $L_c$ :

Recalculamos  $L_c$  con el nuevo valor de  $M_w$ :

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left( \frac{1.07}{2} \right)^2 + \frac{(0.87)(6130 + 2911)}{6733}} = 1.74 \text{ m}$$

- Cálculo de  $R_w$ :

La resistencia transversal en el interior del muro será:

$$R_w = \left( \frac{2}{2(1.74) - 1.07} \right) \left( 6130 + 2911 + \frac{(6733)(1.74)^2}{0.87} \right) = 26948 \text{ kg}$$

Comprobamos que la resistencia  $R_w$  es mayor que  $F_t = 24500 \text{ kg}$ , por lo cual la resistencia flexional del interior del muro es satisfactoria.

- Verificación por cortante:

$$A_{vf} = \left( \frac{1.74}{0.15} \right) \times 1.29 = 14.96 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 14.96 \times 4200 = 37699 \text{ kg} > V_u = 25835 \rightarrow \text{OK}$$

## 10.2. Baranda peatonal

Para las barandas peatonales, la AASHTO especifica que:

- a) La altura mínima deberá ser de 1.06 m, medida desde la cara superior de la acera.
- b) En los 68.5 cm inferiores de la altura de la baranda, la abertura libre deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 15 cm de diámetro. La separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 20 cm de diámetro.
- c) Se debería proveer un riel de seguridad al nivel de la superficie de rodamiento.

### 10.2.1. Fuerzas de diseño

#### 10.2.1.1. Fuerzas sobre los rieles

Los rieles se deberán diseñar para una sobrecarga  $w = 75$  kg/m, actuando transversal y verticalmente en forma simultánea. También deberá aplicarse una carga concentrada de 90 kg actuando en forma simultánea con la carga distribuida.

#### 10.2.1.2. Fuerza sobre los postes

Los postes deben diseñarse para una sobrecarga concentrada aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior, pero como máximo a 1.5 m de la superficie de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada para el diseño de los postes  $P_{LL}$ , en kg, deberá tomarse como:

$$P_{LL} = 90.7 + 74.4L$$

(Ec. 13.8.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$L$  = Separación entre postes (m)

### 10.2.2. Diseño de los rieles

Se elegirá una separación entre postes de 2m. Se realizará el análisis de los momentos como si se tratase de un tramo de 2 m articulado en sus extremos, sin embargo, dado que se trata de un elemento con continuidad, tomaremos el 80% del momento hallado. Para el caso de cortante, se tomará el cortante como si se

tratase de un tramo de 2 m articulado en sus extremos, y se amplificará este valor por 1.15.

Para el diseño del riel se tomará una sección HSS circular. Dado que se debe aplicar la sobrecarga distribuida actuando vertical y horizontalmente en forma simultánea, se tomará la carga distribuida resultante:

$$w = \sqrt{75^2 + 75^2} = 106 \text{ kg/m}$$

La carga concentrada de 90 kg actuará en la misma dirección que la carga distribuida, al centro del riel.

$$M_u = 1.75x \left( \frac{106x2^2}{8} + \frac{90x2}{4} \right) x 0.8 = 137 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1.75x \left( \frac{106x2}{2} + \frac{90}{2} \right) x 1.15 = 304 \text{ kg}$$

Probaremos una sección HSS 2.375x0.218, A572 Gr50 ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ):

$A = 8.97 \text{ cm}^2$	$t = 0.516 \text{ cm}$	$Z = 15.7 \text{ cm}^3$
$D = 6.03 \text{ cm}$	$D/t = 11.7$	$S = 11.4 \text{ cm}^3$

#### 10.2.2.1. Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión factorizada está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

$M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi_f$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

- Estado límite de fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

$M_p$  = Momento plástico de la sección

$Z$  = Módulo plástico de la sección

Para la sección HSS 2.375x0.218, A572 Gr50 ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$M_p = \frac{3515x15.7}{100} = 552 \text{ kg.m}$$

- Estado límite de pandeo local:

No necesita evaluarse en secciones compactas, en donde la relación  $D/t$  sea menor a  $0.07 \left( \frac{E}{F_y} \right)$ .

$$0.07 \left( \frac{E}{F_y} \right) = 40.6$$

$$\frac{D}{t} = 11.7 < 40.6$$

→ No se evaluará pandeo local.

$$\phi M_n = 552 \text{ kg.m} > M_u = 137 \text{ kg.m} \rightarrow OK$$

#### 10.2.2.2. Resistencia al corte

La resistencia al corte factorizada, está dada por la ecuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

$V_n$  = Resistencia nominal al corte.

$\phi_v$  = Factor de resistencia, para el caso de corte igual a 1.

La AASHTO establece que la resistencia nominal al corte de una sección HSS circular debe calcularse mediante la ecuación:

$$V_n = 0.5 F_{cr} A_g$$

(Ecuación 6.12.1.2.3c-1 de las especificaciones de la AASHTO)

En la cual:

$F_{cr}$  = Resistencia al pandeo por cortante. Debe tomarse el mayor valor entre:

$$F_{cr1} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left( \frac{D}{t} \right)^{5/4}}} \leq 0.58F_y \quad \text{ó} \quad F_{cr2} = \frac{0.78E}{\left( \frac{D}{t} \right)^{3/2}} \leq 0.58F_y$$

Donde:

$A_g$  = Área de la sección ( $\text{cm}^2$ )

$D$  = Diámetro exterior (cm)

$L_v$  = Distancia entre el punto de máximo cortante y cortante cero (cm)

$t$  = Espesor (cm)

Para la sección HSS 2.375x0.218:

$$0.58F_y = 2038 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr1} = \frac{1.6(2000000)}{\sqrt{\frac{100}{6.03} \left(\frac{6.03}{0.516}\right)^{5/4}}} = 36368 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.58F_y$$

$$F_{cr2} = \frac{0.78(2000000)}{\left(\frac{6.03}{0.516}\right)^{3/2}} = 39050 \text{ kg/cm}^2 > 0.58F_y$$

$$\rightarrow F_{cr} = 0.58F_y = 2038 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.5 \times 2038 \times 8.97 = 9140 \text{ kg} > V_u = 304 \text{ kg} \rightarrow OK$$

→ La sección HSS 2.375x0.218 es satisfactoria.

### 10.2.3. Diseño de los postes

A partir de las limitaciones geométricas descritas previamente y de las dimensiones de los rieles previamente hallados, la geometría de los postes se muestra en la Figura 32. La separación entre postes será de 2m.

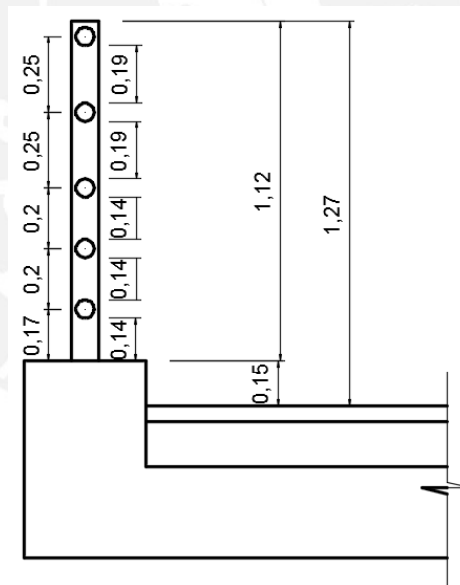


Figura 32. Geometría de la baranda peatonal.

La sobrecarga concentrada de diseño será:

$$P_{LL} = 90.7 + 74.4(2) = 240 \text{ kg}$$

Ésta fuerza se ubicará en el centro de gravedad del riel superior. Para hallar el momento de diseño del poste, el brazo de palanca será:

$$\text{Brazo de palanca} = 0.17 + 0.2 + 0.2 + 0.25 + 0.25 = 1.07 \text{ m}$$

Las solicitaciones en el estado límite de Resistencia I serán:

$$V_u = 1.75 \times 240 = 420 \text{ kg}$$

$$M_u = 420 \times 1.07 = 450 \text{ kg.m}$$

Probaremos una sección HSS 3" x 1 1/2" x 1/4", A572 Gr50 ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$A = 11.23 \text{ cm}^2, \quad Z_x = 24.74 \text{ cm}^3, \quad S_x = 18.35 \text{ cm}^3$$

### 10.2.3.1. Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión factorizada está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

$M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi_f$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

- Estado límite de fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

$M_p$  = Momento plástico de la sección

$Z$  = Módulo plástico de la sección

Para la sección HSS 3" x 2" x 5/16", A572 Gr50 ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$M_p = \frac{3515 \times 34.6}{100} = 869.6 \text{ kg.m}$$

- Estado límite de pandeo local del ala:

Límite de esbeltez para alas compactas: Para la sección HSS 3" x 1 1/2" x 1/4":

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{E/F_y} = 26.97$$

$$B/t = 3.44 < 26.97$$

→ No se evaluará pandeo local del ala

- Estado límite de pandeo local del alma:

Límite de esbeltez para almas compactas:

$$\lambda_{pw} = 2.42\sqrt{E/F_y} = 58.28$$

Para la sección HSS 3" x 1 1/2" x 1/4":

$$h/t = 9.88 < 58.28$$

→ No se evaluará pandeo local del alma

La resistencia a la flexión será:

$$\phi M_n = 869.6 \text{ kg.m} > M_u = 450 \text{ kg.m} \rightarrow OK$$

### 10.2.3.2. Resistencia al corte

La resistencia al corte factorizada, está dada por la ecuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

Siendo:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

(Ec. 6.10.9.2-1 de las especificaciones AASHTO)

En la cual:

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w$$

(Ec. 6.10.9.2-1 de las especificaciones AASHTO)

Donde:

$V_{cr}$  = Resistencia al pandeo por corte

$V_n$  = Resistencia nominal al corte

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte.

$\phi_v$  = Factor de resistencia, para el caso de corte igual a 1.

Consideramos que el cortante es tomado por las almas de la sección, cuya longitud es igual al peralte de la sección menos los radios de las esquinas:

$$D = 5.85 \text{ cm}$$

$$t = 0.59 \text{ cm}$$

$$D/t = 9.88$$

$$\frac{D}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 60 \rightarrow C = 1$$

$$\phi_v V_n = 0.58 \times 3515 \times 5.85 \times 0.59 \times 2 = 14073 \text{ kg} > V_u = 420 \text{ kg} \rightarrow OK$$

La sección HSS 3" x 1 1/12" x 1/4" es satisfactoria.

#### 10.2.4. Diseño de los pernos de anclaje

Existen distintos métodos para el diseño de la base de columnas metálicas resistentes a momentos. McCormac señala que, para momentos con excentricidades relativamente grandes en donde no toda la placa base se encuentra en compresión, se puede suponer una distribución triangular de esfuerzos de compresión entre el concreto y la placa base, cuya resultante se sitúa en el centro del ala comprimida (ver Figura 39, p.68). Para los pernos de anclaje, la AASHTO especifica el uso de pernos ASTM F1554. Se utilizarán pernos ASTM F1554 Grado 55:  $F_u = 5270 - 6680 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_y = 3865 \text{ kg/cm}^2$ . Despreciaremos el peso propio del poste y consideraremos una distancia del perno al centro del ala en tracción de 4 cm.

Cortante proveniente del poste:  $V_u = 420 \text{ kg}$   
 Momento proveniente del poste:  $M_u = 450 \text{ kg.m}$

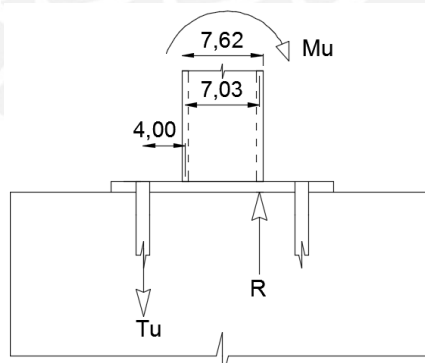


Figura 33. Esquema para el cálculo de tracciones en los pernos de anclaje

Tracción en los pernos:

$$T_{ub} = R = \frac{450 \times 100}{7.03 + 4} = 4080 \text{ kg}$$



Para analizar los distintos modos de falla que se producen en el concreto, la AASHTO recomienda utilizar las especificaciones del apéndice D del código para concreto estructural ACI 318. Se evaluará la resistencia a la tracción para 4 modos de falla (Falla del perno, rotura del concreto, arranque de perno y rotura lateral del concreto) y la resistencia al corte para 3 modos de falla (Falla del perno, rotura del concreto y arranque del perno). Finalmente, dado que la tracción y el corte actúan de forma simultánea, se evaluará la interacción entre corte y tracción. La Figura 28 muestra las dimensiones de la berma de concreto a tomar en cuenta para el diseño de los anclajes. Longitudinalmente, la berma es continua.

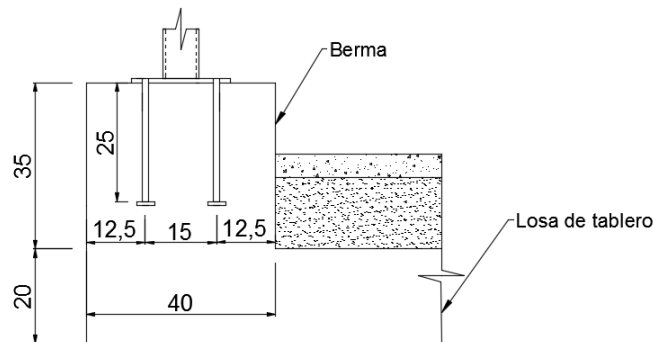


Figura 34. Ubicación de los pernos de anclaje en la berma de concreto.

#### 10.2.4.1. Resistencia a la tracción

##### 10.2.4.1.1. Resistencia a la tracción de los pernos

La resistencia nominal a la tensión de un perno se calcula mediante la ecuación:

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub}$$

(Ec. 6.13.2.10.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

El factor de resistencia  $\phi$  es de 0.8. Utilizando 2 pernos de  $\frac{1}{2}$  " a cada lado, la resistencia a la tracción de los pernos,  $\phi T_{n1}$ , será:

$$\phi T_{n1} = 0.8 \times 0.76 \times (2 \times 1.29) \times 5270 = 8267 \text{ kg}$$

##### 10.2.4.1.2. Resistencia a la rotura del concreto

Se debe evaluar la resistencia a la rotura del concreto a partir del cono de falla mostrado en la Figura 35. Dicho cono de falla proyectará un área cuadrada cuyo lado será igual a 3 veces la longitud de anclaje del perno.

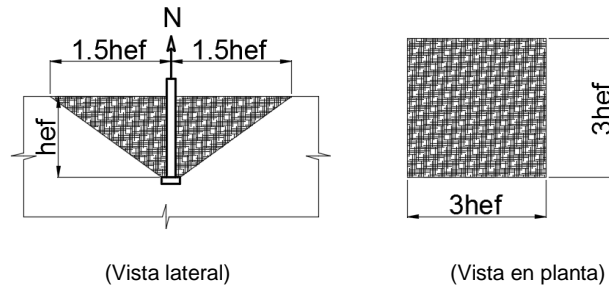


Figura 35. Cono de falla en el concreto. Adaptado de la Figura RD.5.2.1 (a) del código ACI 318.

La resistencia nominal a la rotura del concreto debido a pernos en tracción, está dado por la ecuación:

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

(Ec. D-4 del ACI-318)

Donde:

- $A_{NCO}$  = Área proyectada del cono de falla, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a  $1.5h_{ef}$ , siendo  $h_{ef}$  la longitud de anclaje del perno ( $cm^2$ ). Deberá tomarse como:

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2$$

- $A_{NC}$  = Área proyectada real del cono de falla del grupo de pernos ( $cm^2$ ).
- $N_b$  = Resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como:

$$N_b = 10.2\sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

- $\Psi_{ec,N}$  = Factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza de tracción resultante. Dado que en nuestro no existe excentricidad, tomaremos  $\Psi_{ec,N} = 1$ .
- $\Psi_{ed,N}$  = Factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde,  $c_{a,min}$ , es menor que  $1.5h_{ef}$ .

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

- $\Psi_{c,N}$  = Factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,N} = 1.25$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,N} = 1$
- $\Psi_{cp,N}$  = Factor de modificación para pernos instalados después del vaciado. Para pernos instalados antes del vaciado,  $\Psi_{cp,N} = 1$ .

Para las dimensiones mostradas en la Figura 34:

$$h_{ef} = 25 \text{ cm}$$

$$A_{NCO} = 9(25)^2 = 5625 \text{ cm}^2$$

El área vista en planta de la proyección del cono de falla se muestra en la Figura 36. Consideramos un espaciamiento entre pernos de 4 cm:

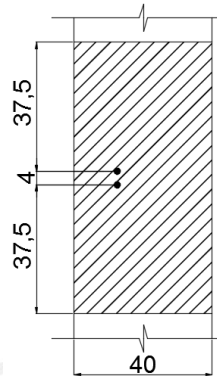


Figura 36. Proyección de la falla del grupo de pernos.

$$A_{NC} = 40 \times (37.5 + 4 + 37.5) = 3160 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 10.2 \times \sqrt{280} \times 25^{1.5} = 21335 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \times \frac{12.5}{1.5 \times 25} = 0.8$$

Para verificar si existe agrietamiento en condiciones de servicio, comparamos el momento de agrietamiento  $M_{cr}$  con el momento en condiciones de servicio  $M_s$ .

$$M_s = 240 \times 1.07 = 257 \text{ kg.m}$$

Para calcular el momento de agrietamiento consideramos una sección de 40 cm de peralte y un ancho igual a la longitud del área proyectada del cono de arrancamiento.

Esfuerzo de agrietamiento:  $f_t = 2\sqrt{280} = 33.5 \text{ kg/cm}^2$

Inercia de la sección no agrietada (despreciando el acero de refuerzo):

$$I_g = \frac{(37.5 \times 2 + 4) \times (40)^3}{12} = 421330 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \frac{33.5 \times 421330}{20} \times \left(\frac{1}{100}\right) = 7057 \text{ kg.m} > 257 \text{ kg.m} \rightarrow \Psi_{c,N} = 1.25$$

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

$$N_{cbg} = \frac{3160}{5625} \times 1 \times 0.8 \times 1.25 \times 1 \times 21335 = 11985 \text{ kg}$$

La resistencia a la tracción por rotura del concreto,  $\phi T_{n2}$ , será:

$$\phi T_{n2} = 0.75 \times 11985 = 8989 \text{ kg}$$

#### 10.2.4.1.3. Resistencia al arranque del perno en tracción

La resistencia al arranque del perno, representa la fuerza con la cual ocurre la rotura del concreto debido al aplastamiento de la cabeza del perno. La resistencia al arranque del perno,  $N_{pn}$ , está dada por la ecuación:

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p$$

En la cual:

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

Donde:

$\Psi_{c,p} = 1.4$  (si no hay agrietamiento con cargas de servicio. Caso contrario  $\Psi_{c,p} = 1$ )

$A_{brg}$  = Área de aplastamiento del concreto. ( $\text{cm}^2$ )

Calcularemos el área de aplastamiento como la diferencia entre el área de las tuercas hexagonales menos el área de los pernos. Para pernos de  $1/2''$ , podemos considerar tuercas hexagonales de  $7/8''$  de ancho:

$$A_{tuerca} = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{brg} = 2 \times (4.28 - 1.29) = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$N_p = 8 \times 5.98 \times 280 = 13395 \text{ kg}$$

$$N_{pn} = 1.4 \times 13395 = 18753 \text{ kg}$$

La resistencia a la tracción por arranque del perno,  $\phi T_{n3}$ , será:

$$\phi T_{n3} = 0.75 \times 18753 = 14064 \text{ kg}$$

#### 10.2.4.1.4. Resistencia a la rotura lateral del concreto

Se debe evaluar para pernos cercanos al borde, en donde la longitud de anclaje  $h_{ef}$  sea mayor que 2.5 veces la distancia del perno al borde  $c_a$ .

$$2.5(12.5) = 31.25 > 25$$

→ No es necesario evaluar la rotura lateral del concreto

La resistencia a la tracción de los pernos de anclaje,  $\phi T_{nb}$ , será la menor de las resistencias previamente halladas:

$$\phi T_{nb} = 8267 \text{ kg} > T_{ub} = 4080 \text{ kg} \rightarrow OK$$

#### 10.2.4.2. Resistencia al corte

##### 10.2.4.2.1. Resistencia al corte de los pernos

La resistencia al corte de un perno se calcula mediante la ecuación:

$$\phi V_n = \phi 0.38 A_b F_{ub} \quad , \quad \phi = 0.75$$

(Ec. 6.13.2.12-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Utilizando 4 pernos de  $\frac{1}{2}$  " la resistencia al corte de los pernos,  $\phi V_{n1}$ , será:

$$\phi V_{n1} = 0.75 \times 0.38 \times (4 \times 1.27) \times 5270 = 7630 \text{ kg}$$

##### 10.2.4.2.2. Resistencia a la rotura del concreto

La falla del concreto debido a un perno sometido a corte tendrá la forma de media pirámide, como se muestra en la Figura 37. El área proyectada de falla se calculará como la base de dicha pirámide.

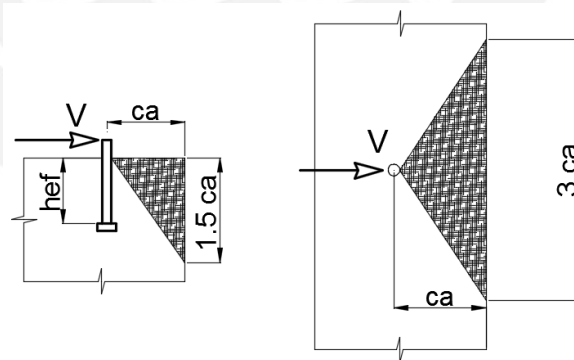


Figura 37. Rotura del concreto debido a 1 perno sometido a corte

La resistencia a la rotura del concreto está dada por la ecuación:

$$V_{cbg} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$$

Donde:

- $A_{VCO}$  = Área proyectada de la falla de un perno, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a  $1.5c_a$  en la dirección perpendicular a

la fuerza de corte, siendo  $h_{ef}$  la longitud de anclaje del perno ( $cm^2$ ). Deberá tomarse como:

$$A_{NCO} = 4.5c_a^2$$

- $A_{VC}$  = Área proyectada real de la falla del grupo de pernos ( $cm^2$ ).
- $V_b$  = Resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como:

$$V_b = 1.86 \left( \frac{h_{ef}}{d} \right)^{0.2} \sqrt{d} \sqrt{f'_c} c_{a1}^{1.5}$$

Donde:

$h_{ef}$  = Longitud de anclaje del perno (cm)

$d$  = Diámetro del perno (cm)

$c_{a1}$  = Distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza de corte (cm)

- $\Psi_{ec,V}$  = Factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza cortante. En este caso igual a 1.
- $\Psi_{ed,V}$  = Factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde paralelo a la dirección de la fuerza  $c_{a2}$ , es menor que 1.5 veces la distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza,  $c_{a1}$ . En este caso igual a 1 pues la berma es continua.
- $\Psi_{c,V}$  = Factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,V} = 1.4$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,V} = 1$
- $\Psi_{h,V}$  = Factor de modificación para el caso en el que el miembro de concreto tenga un espesor menor que 1.5 veces  $c_{a1}$ . En este caso igual a 1.

El ACI especifica que se deben verificar 2 casos de falla, los cuales se ilustran en la Figura 38. En el caso 1, la pirámide de falla se produce desde los pernos más cercanos al borde. En este caso, la resistencia se deberá comparar con la mitad de la fuerza cortante última. En el caso 2, la pirámide de falla se produce desde los pernos más alejados del borde, en cuyo caso se considera que dicha pirámide toma la fuerza cortante última total.

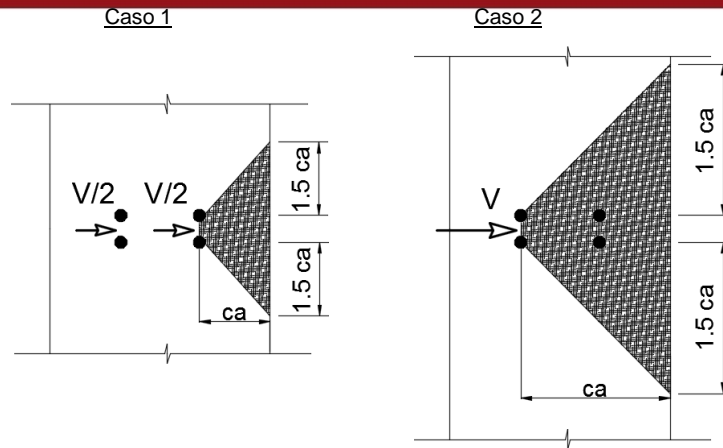


Figura 38. Casos a analizar para la resistencia a la rotura del concreto por corte.

Para las dimensiones mostradas en la Figura 34:

$$h_{ef} = 25 \text{ cm}$$

Para el Caso 1:  $c_{a1} = 12.5 \text{ cm} \rightarrow A_{VCO1} = 4.5(12.5)^2 = 703 \text{ cm}^2$

Para el Caso 2:  $c_{a1} = 27.5 \text{ cm} \rightarrow A_{VCO2} = 4.5(27.5)^2 = 3403 \text{ cm}^2$

El área de la proyección de la falla del grupo de pernos para el Caso 1, considerando un espaciamiento entre pernos de 4cm, es:

$$A_{VC1} = (1.5 \times 12.5) \times (1.5 \times 12.5 \times 2 + 4) = 778 \text{ cm}^2$$

Del mismo modo, el área de la proyección de la falla del grupo de pernos para el Caso 2 es:

$$A_{VC2} = 1.5 \times (12.5 + 15) \times [1.5 \times (12.5 + 15) \times 2 + 4] = 3568 \text{ cm}^2$$

El valor de  $V_b$  para el caso 1 será:

$$V_{b1} = 1.86 \left( \frac{25}{1.27} \right)^{0.2} \sqrt{1.27} \times \sqrt{280} \times 12.5^{1.5} = 2813 \text{ kg}$$

El valor de  $V_b$  para el caso 2 será:

$$V_{b1} = 1.86 \left( \frac{25}{1.27} \right)^{0.2} \sqrt{1.27} \times \sqrt{280} \times 27.5^{1.5} = 9180 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1, \Psi_{ed,V} = 1, \Psi_{c,V} = 1.40$$

Como se aprecia en la Figura 34, verticalmente la falla puede desarrollar su longitud total de 18.75 cm para el Caso 1 y 41.25 cm para el caso 2, ya que el espesor de la berma más la losa del tablero es de 55 cm. Por lo tanto:

$$\Psi_{h,v} = 1$$

La resistencia a la rotura del concreto para el Caso 1 será:

$$V_{cbg1} = \frac{778}{703} \times 1 \times 1 \times 1.40 \times 1 \times 2813 = 4358 \text{ kg}$$

Dado que este valor tendrá que compararse con la mitad de la fuerza cortante última, para compararlo con la fuerza cortante total tomaremos el doble de la resistencia hallada:

$$2V_{cbg1} = 8717 \text{ kg}$$

La resistencia a la rotura del concreto para el Caso 2 será:

$$V_{cbg2} = \frac{3568}{3403} \times 1 \times 1 \times 1.40 \times 1 \times 9180 = 13475 \text{ kg}$$

El caso más desfavorable es el Caso 1, por lo tanto la resistencia factorizada a la rotura del concreto,  $\phi V_{n2}$ , será:

$$\phi V_{n2} = 0.75 \times 8717 = 6538 \text{ kg}$$

#### 10.2.4.2.3. Resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte

La resistencia al arranque de un grupo de pernos sometidos a corte está dada por la ecuación:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg}$$

Donde:

$N_{cbg}$  = Resistencia a la rotura del concreto debido a pernos sometido a tracción (previamente hallado).

$k_{cp} = 1$  para  $h_{ef} < 6.5 \text{ cm}$

$k_{cp} = 2$  para  $h_{ef} > 6.5 \text{ cm}$

$$V_{cpg} = 2 \times 11985 = 23970 \text{ kg}$$

La resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte,  $\phi V_{n3}$ , será:

$$\phi V_{n3} = 0.75 \times 23970 = 17978 \text{ kg}$$



La resistencia al corte de los pernos de anclaje será la menor de las resistencias previamente halladas:

$$\phi V_{nb} = 6538 \text{ kg} > V_{ub} = 420 \text{ kg} \rightarrow OK$$

$$\frac{V_{ub}}{\phi V_{nb}} = 0.064 < 0.2$$

→ Dado que la relación entre el cortante último y la resistencia al cortante es menor a 0.2, no necesita evaluarse la interacción entre cortante y flexión.

### 10.2.5. Diseño de la placa base

#### 10.2.5.1. Dimensiones de la placa base

En primer lugar se hallarán las dimensiones de la placa base de forma tal que no se exceda la resistencia del concreto al aplastamiento. La resistencia al aplastamiento del concreto está dada por la ecuación:

$$\phi P_n = \phi 0.85 f'_c A_1 m$$

(Ec. 5.7.5-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$P_n$  = Resistencia nominal al aplastamiento (kg)

$A_1$  = Área bajo aplastamiento. En este caso será el área de la placa base. (cm<sup>2</sup>)

$m$  = Factor de modificación

$A_2$  = Área de concreto que soporta el aplastamiento. En este caso será el área de la berma de concreto. (cm<sup>2</sup>)

$\phi$  = Factor de carga, igual a 0.7 para aplastamiento en el concreto.

El factor de modificación, para áreas cargadas sujetas a esfuerzos no uniformes, deberá tomarse como:

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50$$

Si consideramos que el factor de modificación será de 1.5, el máximo esfuerzo al que podrá estar sometido el concreto será:

$$0.7 \times 0.85 \times 280 \times 1.5 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Como se señaló previamente, se supondrá que el esfuerzo tiene una distribución triangular cuya resultante se sitúa en el centro del ala en compresión. Si definimos la distancia “x” como la distancia entre el ala en compresión y el borde de la placa (ver Figura 39), la distribución triangular de esfuerzos tendrá una longitud de 3x. Si consideramos que el ancho de la base será de 11 cm, se puede calcular el mínimo valor que puede tener “x”:

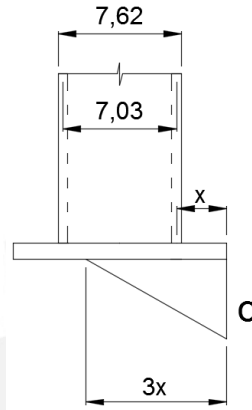


Figura 39. Distribución triangular de esfuerzos en la placa base.

$$\frac{(3x_{\min})(250)(11)}{2} = R = 4080 \text{ kg}$$

$$x_{\min} = 0.99 \text{ cm}$$

La longitud mínima que debería tener la placa es:

$$L_{\min} = 7.62 + 0.99(2) = 9.6 \text{ cm}$$

Considerando una distancia del perno al borde de la placa de 3 cm, y una distancia del perno al borde del poste de 3.69 cm, la longitud de la placa será:

$$L = 7.62 + 3(2) + 3.69(2) = 21 \text{ cm} > L_{\min} \rightarrow OK$$

#### 10.2.5.2. Espesor de la placa base

El momento flector que soportará la placa base será igual a la fuerza de tensión del perno multiplicada por la distancia del perno al borde del poste:

$$M_{u-placa} = 4080(3.69) = 15055 \text{ kg.cm}$$

Siendo el ancho igual a 11 cm, el factor de carga  $\phi$  igual a 1, y denominando al espesor como “t”, el momento de fluencia factorizado de la placa será:

$$\phi M_y = \frac{F_y \frac{B \cdot t^3}{12}}{t/2} = \frac{3515 \cdot \frac{11 \cdot t^3}{12}}{t/2}$$

Hallamos el mínimo valor de "t" igualando  $\phi M_y$  al momento último de la placa:

$$15055 = \frac{3515 \cdot \frac{11 \cdot t_{\min}^3}{12}}{t_{\min}/2}$$

Despejando:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{15055 \times 12}{2 \times 3515 \times 11}} = 1.53 \text{ cm} \rightarrow \text{Elegimos } t = 3/4''$$

Evaluamos la resistencia al aplastamiento en la placa base causado por la fuerza cortante. Dado que la distancia de los pernos al borde de la placa es mayor a 2 veces el diámetro del perno, la resistencia al aplastamiento estará dada por:

$$\phi R_n = \phi_{bb} 2.4 d t F_u (\# \text{pernos})$$

Donde:

$\phi_{bb}$  = Factor de resistencia, igual a 0.8

$d$  = Diámetro del perno (cm)

$t$  = Espesor de la placa base (cm)

$F_u$  = Esfuerzo de tracción de la placa base, igual a 4570 kg/cm<sup>2</sup>

$$\phi R_n = 0.8 \times 2.4 \times 1.27 \times 1.9 \times 4570 \times 4 = 84690 \text{ kg} > V_{ub} = 420 \text{ kg}$$

→ Se utilizará una placa de 21cm x 11cm x 3/4"

#### 10.2.6. Diseño de la berma de concreto

Se diseñará la berma de concreto de la Figura 34 (p. 59)

- Diseño por flexión

$$M_u = 420 \times (1.07 + 0.35) = 596 \text{ kg.m}$$

Consideraremos como peralte efectivo  $d = 40 - 5 - 0.95/2 = 35.5 \text{ cm}$ . Se tomará como base de la sección la base del área de la proyección de la falla del grupo de pernos en tracción  $b = (37.5 + 4 + 37.5) = 79 \text{ cm}$

Colocando 1  $\phi 3/8''$  @ 15 cm:

- Área total de acero:  $A_s = \left(\frac{100}{15}\right) (0.71) = 4.73 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo:  $d = 35.5 \text{ cm}$

- $b = 79 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 2.35 \text{ cm}$

$$\phi M_n = 0.9 x A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 6137 \text{ kg.m} > M_u \rightarrow OK$$

- Verificación por cortante:

$$V_u = 420 \text{ kg}$$

$$A_{vf} = \left( \frac{79}{15} \right) x 0.71 = 4.73 \text{ cm}^2$$

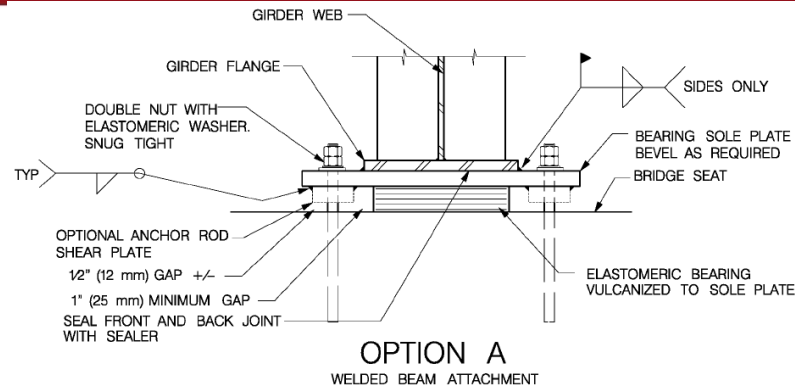
$$\phi V_n = 0.9 x 0.6 x 4.73 x 4200 = 10727 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

## 11. APOYOS

Se utilizarán apoyos elastoméricos con acero de refuerzo, los cuales consisten en láminas alternadas de acero de refuerzo y elastómeros unidos. Todas las capas internas de elastómero deberán tener el mismo espesor, mientras que las capas externas deberán tener por lo menos el 70 por ciento del espesor de las capas internas.

Se diseñarán los apoyos de un extremo del puente como fijos (sólo permitirán giros) y los apoyos del otro extremo como deslizantes (permitirán giros y el desplazamiento en la dirección longitudinal del puente). La guía para diseño de apoyos “Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines”, elaborado por la AASHTO en colaboración con la NSBA, especifica distintos arreglos que pueden utilizarse para restringir los desplazamientos de los apoyos elastoméricos.

Para el apoyo fijo se utilizará el arreglo que se muestra en la Figura 40. Al ala inferior de la viga se le soldará una placa de base, por debajo de la cual se colocará el apoyo elastomérico. Se colocarán pernos de anclaje en la placa de base que se anclarán al estribo, para que restrinjan el movimiento horizontal en ambas direcciones.



**Figura 40.** Arreglo del apoyo. Tomado de: “Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines”, G9.1. 2004.

Para el apoyo deslizante se utilizará un arreglo similar, pero se considerarán agujeros para pernos alargados, para que permitan el movimiento en el sentido paralelo al eje del puente.

Se diseñarán los apoyos elastoméricos con el Método B descrito en el artículo 14.7.5. de las especificaciones de la AASHTO.

### 11.1. Geometría del apoyo

El factor de forma de una capa de elastómero,  $S_i$ , debe tomarse como el área del plano de la capa, dividido entre el área del perímetro susceptible a pandearse:

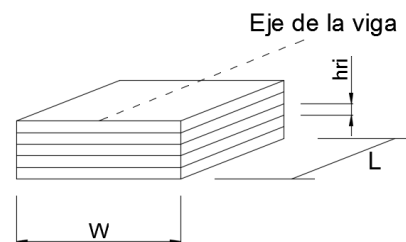
$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

Donde:

$L$  = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje longitudinal del puente), como se muestra en la Figura 41.

$W$  = Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación considerado.

$h_{ri}$  = Espesor de la  $i$ -ésima capa de elastómero.



**Figura 41.** Notaciones de las dimensiones del apoyo.

Se elegirá un apoyo constituido por 5 capas de elastómero de 1 cm cada una:

$$\left. \begin{array}{l} h_{ri} = 1 \text{ cm} \\ h_{rt} = 5 \text{ cm} \\ W = 35 \text{ cm} \\ L = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_i = \frac{30 \times 35}{2 \times 1 \times (30 + 35)} = 8.077$$

## 11.2. Propiedades de los materiales

La AASHTO establece que se debe usar el módulo de corte del elastómero a 73°F (23°C) como base para el diseño. Debe usarse un módulo de corte entre 0.080 y 0.175 ksi (5.62 y 12.3 kg/cm<sup>2</sup>), debiéndose tomar el que produzca los resultados más desfavorables. (Art. 14.7.5.2.)

## 11.3. Cargas de diseño

Se tomarán como fuerzas verticales sobre el apoyo, a las fuerzas cortantes de los extremos de las vigas en condiciones de servicio, listadas en la Tabla 6 (p. 24).

Fuerza vertical debido a cargas estáticas:

$$P_{st} = V_{losa} + V_{V.M.} + V_{ver} + V_{bar} + V_{asf} + V_{diaf} = 24523 \text{ kg}$$

Fuerza vertical debido a cargas cíclicas:

$$P_{cy} = V_{s/c\text{ peat}} + V_{LL} = 42085 \text{ kg}$$

## 11.4. Requerimientos de diseño

### 11.4.1. Deformaciones de corte

El espesor total del apoyo elastomérico debe ser por lo menos 2 veces el desplazamiento horizontal máximo, para prevenir la delaminación de las capas.

Deberá cumplirse:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

Donde:

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$\Delta_s$  = Máxima deformación de corte (cm)

La temperatura de la ciudad de Lima varía de 12°C a 30°C. El gradiente de temperatura será entonces:  $\Delta_T = 18^\circ C$

Consideramos los siguientes coeficientes térmicos:

$$\text{Coeficiente térmico del concreto: } \alpha_c = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ C$$

$$\text{Coeficiente térmico del acero: } \alpha_a = 1.1 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ C$$

Podemos considerar que ambos coeficientes son aproximadamente iguales, por lo cual ante el gradiente de temperatura calculado ambos materiales tendrán la misma deformación:

$$\Delta_S = 2020 \times 1.1 \times 10^{-5} \times 18 = 0.40 \text{ cm}$$

$$2\Delta_S = 0.80 < h_{rt} = 5 \text{ cm} \rightarrow OK$$

#### 11.4.2. Compresión, rotación y corte combinados

La AASHTO menciona que el parámetro crítico en el diseño de apoyos elastoméricos con refuerzo de acero son las deformaciones unitarias de corte en la interface entre el elastómero y el acero, causadas por la carga axial, la rotación y las deformaciones de corte. La combinación de carga axial, rotación y corte en el estado límite de servicio deberá cumplir:

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0$$

(Ec. 14.7.5.3.3-1 de las especificaciones de la AASHTO)

También:

$$\gamma_{a,st} \leq 3$$

(Ec. 14.7.5.3.3-2 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$\gamma_a$  = Deformación unitaria de corte causada por la carga axial

$\gamma_r$  = Deformación unitaria de corte causada por la rotación

$\gamma_s$  = Deformación unitaria de corte causada por el desplazamiento de corte

Los términos “st” y “cy” indican que se trata de cargas estáticas y cíclicas, respectivamente.

- La deformación unitaria de corte causada por la carga axial debe tomarse como:

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{G S_i}$$

(Ec. 14.7.5.3.3-3 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$D_a$  = Coeficiente adimensional. Igual a 1.4 para apoyos rectangulares.

$G$  = Módulo de corte del elastómero ( $\text{kg/cm}^2$ )

$S_i$  = Factor de forma de una capa de elastómero

$\sigma_s$  = Esfuerzo de compresión promedio debido a las cargas estáticas o cíclicas para el estado límite de servicio.

Para las cargas y dimensiones mostradas previamente:

$$D_a = 1.4 \quad , \quad G = 5.62 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad S_i = 8.077$$

Para el caso de cargas estáticas:

$$\sigma_{s,st} = \frac{P_{st}}{WxL} = \frac{24523}{35x30} = 23.36 \text{ kg/cm}^2 \quad \left| \quad \gamma_{a,st} = 1.4x \frac{23.36}{5.62x8.077} = 0.72 < 3$$

Para el caso de cargas cíclicas:

$$\sigma_{s,cy} = \frac{P_{cy}}{WxL} = \frac{42085}{35x30} = 40.08 \text{ kg/cm}^2 \quad \left| \quad \gamma_{a,cy} = 1.4x \frac{40.08}{5.62x8.077} = 1.236$$

- La deformación unitaria de corte causada por la rotación para un apoyo rectangular deberá tomarse como:

$$\gamma_r = D_r \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$

Donde:

$D_r$  = Factor adimensional. Para apoyos rectangulares deberá tomarse como 0.5

$h_{ri}$  = Espesor de la i-ésima capa de elastómero. (cm)

$L$  = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje del puente). (cm)

$n$  = Número de capas interiores de elastómero.

$\theta_s$  = Máximo ángulo de rotación debido a cargas estáticas o cíclicas. (rad)

Para las cargas y dimensiones mostradas previamente:

$$D_r = 0.5, \quad L = 30 \text{ cm}, \quad h_{ri} = 1 \text{ cm}, \quad n = 3$$

Dado que la viga tendrá una comba hacia arriba para contrarrestar las deflexiones verticales debido a la carga muerta, la AASHTO especifica que no será necesario considerar las rotaciones debido a carga muerta en el diseño de los apoyos, ya que cuando la viga sea colocada sobre el apoyo, tendrá una rotación en sus extremos opuesta a la rotación por carga muerta, que llegará a cero conforme se le vayan



aplicando las cargas de gravedad. Por ello en el diseño se considerarán únicamente los giros debido a carga viva, más un giro adicional debido a incertidumbres.

Para el cálculo del giro debido a cargas vivas, la AASHTO especifica que se deben considerar que todas las vías están cargadas y que todas las vigas se deforman por igual, con lo cual se tendrá un factor de distribución de carga vehicular  $g = 0.5$ , al igual que para el cálculo de deflexiones. A partir del modelo en SAP2000 utilizado para el cálculo de deflexiones (acápite 8.6.2.), hallamos el máximo giro debido a la carga vehicular:

$$\theta_{s,cy} = 0.00272 \text{ rad}$$

La AASHTO establece que se debe agregar un giro debido a las incertidumbres y tolerancias en la construcción:

$$\theta_{s,st} = 0.005 \text{ rad}$$

Con lo cual:

$$\gamma_{r,st} = 0.5 \left( \frac{30}{1} \right)^2 \frac{0.005}{3} = 0.75 \quad \left| \quad \gamma_{r,cy} = 0.5 \left( \frac{30}{1} \right)^2 \frac{0.00215}{3} = 0.408$$

- La deformación unitaria de corte causada por la deformación de corte deberá tomarse como:

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$

(Ec. 14.7.5.3.3-10 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$\Delta_s$  = Máxima deformación de corte (cm)

En nuestro caso:

$$\Delta_{s,st} = 0.40 \text{ cm}$$

$$h_{rt} = 5 \text{ cm}$$

$$\gamma_{s,st} = 0.08$$

Finalmente, verificamos la ecuación de interacción para compresión, rotación y corte combinados:

$$\begin{aligned} & (\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0 \\ & (0.72 + 0.75 + 0.08) + 1.75(1.236 + 0.408) = 4.427 < 5 \rightarrow OK \end{aligned}$$

### 11.4.3. Estabilidad del apoyo elastomérico

Se considerará que un apoyo es estable si se cumple la ecuación:

$$2A \leq B$$

(Ec. 14.7.5.3.4-1 de las especificaciones de la AASHTO)

En la cual:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}}$$

(Ec. 14.7.5.3.4-2 de las especificaciones de la AASHTO)

$$B = \frac{2.67}{(S_i + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W}\right)}$$

(Ec. 14.7.5.3.4-3 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$L$  = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación (paralela al eje longitudinal del puente, cm)

$S_i$  = Factor de forma de la  $i$ -ésima capa de elastómero.

$W$  = Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación (cm)

Si no se satisface al ecuación 14.7.5.3.4-1, el esfuerzo promedio debido a la carga total deberá satisfacer:

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A - B}$$

(Ec. 14.7.5.3.4-4 de las especificaciones de la AASHTO)

Tenemos:

$$h_{rt} = 5 \text{ cm}, L = 30 \text{ cm}, W = 35 \text{ cm}, S_i = 8.077$$

$$A = \frac{1.92(5/30)}{\sqrt{1 + \frac{2.0 \times 30}{35}}} = 0.194$$

$$2A = 0.388$$

$$B = \frac{2.67}{(8.077 + 2.0) \left(1 + \frac{30}{4.0 \times 35}\right)} = 0.218$$

No se cumple que  $2A$  sea menor que  $B$ , por lo tanto se analizará el esfuerzo promedio debido a la carga total:

$$\frac{GS_i}{2A - B} = \frac{5.62 \times 8.077}{0.388 - 0.218} = 267 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{24523 + 42085}{30 \times 35} = 63.44 \text{ kg/cm}^2 < 267 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow OK$$

#### 11.4.4. Acero de refuerzo

La AASHTO establece que el espesor mínimo de las capas de acero,  $h_s$ , deberá ser de 1.5 mm. El espesor  $h_s$  deberá satisfacer:

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

$\Delta F_{TH}$  = Constante de amplitud de fatiga para la categoría A, como se especifica en el artículo 6.6 de las especificaciones de la AASHTO ( $\text{kg/cm}^2$ )

$h_{ri}$  = Espesor de la i-ésima capa interna de elastómero (cm)

$\sigma_L$  = Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\sigma_s$  = Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga total ( $\text{kg/cm}^2$ )

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia de las placas de acero ( $\text{kg/cm}^2$ )

Calculamos:

$$\sigma_s = \frac{42085 + 24523}{30 \times 35} = 63.44 \text{ kg/cm}^2 \quad \left| \quad \sigma_L = \frac{42085}{30 \times 35} = 40.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} = \frac{3 \times 1 \times 63.44}{3515} \times 10 = 0.54 \text{ mm} \quad \left| \quad \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 \times 1 \times 40.08}{1690} \times 10 = 0.47 \text{ mm}$$

Elegimos el espesor mínimo especificado de 1.5mm

En resumen, se elige un apoyo elastomérico de dureza 60, de  $L=30$  cm,  $W=35$  cm, con un espesor total de 56 mm conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm G50.

#### 11.4.5. Deflexión debido a la compresión

Se debe verificar también la deflexión debido a la compresión, para asegurar que no ocurran deflexiones excesivas que dañen las juntas o que generen un desnivel en la superficie de rodadura que podría dificultar el tráfico vehicular. La AASHTO recomienda limitar la deformación vertical debido a la carga viva a 3 mm.

Las deformaciones debido a la carga viva deberán tomarse como:

$$\delta_L = \sum \epsilon_{Li} h_{ri}$$

Las deformaciones debido a la carga muerta inicial deberán tomarse como:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri}$$

Las deformaciones debido a la carga muerta a largo plazo (incluyendo efectos de creep) deberán tomarse como:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_r \delta_d$$

Donde:

$h_{ri}$  = Espesor de la i-ésima capa de elastómero.

$\varepsilon_{Li}$  = Deformación unitaria debido a la carga viva instantánea en la i-ésima capa de elastómero.

$\varepsilon_{di}$  = Deformación unitaria debido a la carga muerta inicial en la i-ésima capa de elastómero.

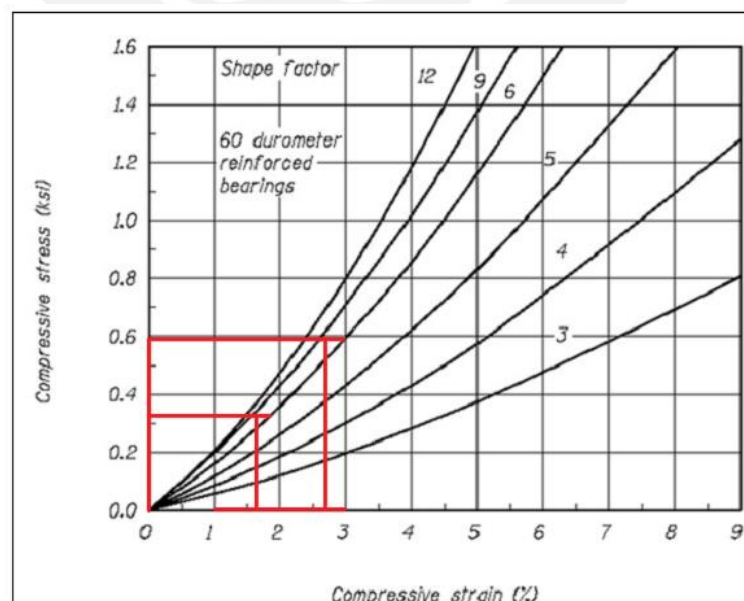
$a_r$  = Deflexión debido al creep dividida entre la deflexión inicial debida a carga muerta. Pueden usarse los valores de la tabla 14.7.6.2-1 de las especificaciones de la AASHTO.

Para hallar las deformaciones unitarias, se utilizará la Figura 42. La gráfica muestra las curvas Esfuerzo de compresión vs Deformación unitaria para un elastómero de dureza 60. Dado que se tiene un factor de forma de 8.077, se interpolará entre los valores obtenidos para las curvas de factor de forma de 9 y 6.

$$\sigma_L = 40.08 \text{ kg/cm}^2 = 0.570 \text{ KSI}$$

$$\sigma_D = 23.36 \text{ kg/cm}^2 = 0.332 \text{ KSI}$$

$$S_i = 8.077$$



**Figura 42.** Curvas de esfuerzo de compresión vs Deformación unitaria para apoyos elastoméricos de dureza 60. Tomado de la Figura C14.7.6.3.3-1 de las especificaciones de la AASHTO

$$\varepsilon_{Li} = 2.69\% = 0.0269$$

$$\varepsilon_{di} = 1.64\% = 0.0164$$

$$a_r = 0.35$$

Las deformaciones debido a compresión serán:

$$\delta_L = 0.0269 \times 10 \times 5 = 1.35 \text{ mm} < 3 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 0.0164 \times 10 \times 5 = 0.82 \text{ mm}$$

$$\delta_{lt} = 0.82 + 0.82 \times 0.35 = 1.11 \text{ mm}$$

La deformación total será:

$$\delta_{total} = 1.35 + 1.11 = 2.46 \text{ mm} \rightarrow \text{Aceptable}$$

#### 11.4.6. Pernos de anclaje

##### 11.4.6.1. Resistencia al corte

El peso del puente y la carga sísmica horizontal se hallaron en el capítulo 9 (p. 40):

$$P_{puente} = (20146) \times 20.2 = 425331 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sísmica: } 0.4 \times 406949 = 170132 \text{ kg}$$

A la fuerza horizontal en el sentido longitudinal del puente se le adiciona la fuerza de frenado, tomada como el 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes del camión. Como existen 2 camiones que van en el mismo sentido, se utilizará la carga de frenado de 2 camiones, y se le aplicará un factor de carga de 0.5:

$$170132 + 0.25(3570 + 14780 + 14780) \times 2 \times 0.5 = 178415 \text{ kg}$$

Para el caso de la carga sísmica horizontal paralela al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá únicamente entre los apoyos fijos. Por lo tanto cada apoyo tomará:

$$\frac{178415}{8} = 22302 \text{ kg}$$

Para el caso de la carga sísmica horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos. Por lo tanto cada apoyo tomará:

$$\frac{1170132}{16} = 10633 \text{ kg}$$

Por otro lado, para poder utilizar las dos fuerzas horizontales en simultáneo, el artículo 3.10.8 de las especificaciones de la AASHTO establece que se debe usar el 100% de la fuerza en una de las direcciones perpendiculares, combinada con el 30% de la fuerza en la segunda dirección perpendicular. Combinando ambas fuerzas tenemos:

$$V_{u\text{ tot}} = \sqrt{22302^2 + (0.3 \times 10633)^2} = 22529 \text{ kg}$$

La resistencia nominal al corte de un perno se calcula mediante la ecuación:

$$V_n = 0.38 A_b F_{ub}$$

(Ec. 6.13.2.12-1 de las especificaciones de la AASHTO)

El factor de resistencia  $\phi$  será de 1.0 para evento extremo. Utilizando 2 pernos de 1 1/4" ( $A = 7.92 \text{ cm}^2$ ):

$$\phi V_n = 1.0 \times 0.38 \times (2 \times 7.92) \times 5270 = 31721 \text{ kg} > 22529 \text{ kg} \rightarrow OK$$

Verificamos también la resistencia al aplastamiento de la placa base. La AASHTO recomienda utilizar un espesor de por lo menos 1 1/2", para evitar que el calor producido al soldar la placa con el alma inferior de la viga afecte al elastómero.

Diámetro del perno:  $d = 3.175 \text{ cm}$

Espesor de la placa:  $t = 3.81 \text{ cm}$

Esfuerzo de rotura de la placa:  $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$

#pernos = 2

$$\phi R_n = 2.4 d t F_u (\#pernos) = 265354 \text{ kg} > 22529 \text{ kg} \rightarrow OK$$

Dado que existe una distancia libre entre la placa de base y el borde del estribo (igual al espesor del apoyo elastomérico), los pernos estarán sujetos a un momento flector, producto de la fuerza cortante por el espesor del apoyo elastomérico. Por lo tanto se debe evaluar también la capacidad flexionante del perno.

La inercia del perno es:  $I = \pi \times 3.175^4 / 64 = 4.99 \text{ cm}^4$

Considerando un factor de carga  $\phi = 1$ , y un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3865 \text{ kg/cm}^2$ , el momento resistente del perno será su momento de fluencia:

$$\phi M_y = \frac{F_y(I)}{c} = \frac{3865 \times 4.99}{3.175/2} = 12148 \text{ kg.cm}$$

El cortante que toma cada perno es:

$$V_{u \text{ c/perno}} = \frac{22529}{2} = 11265 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el máximo brazo de palanca que puede haber es:

$$\text{Brazo máximo} = \frac{12148}{11265} = 1.08 \text{ cm}$$

La distancia libre entre la placa de base y la superficie del estribo es de 5.6 cm. Esta distancia resulta excesiva como brazo de palanca, por lo tanto se le soldarán placas de corte de 1 7/8" de espesor, con lo cual el brazo de palanca será:

$$\text{Brazo} = 5.6 - (1.875 \times 2.54) = 0.8375 \text{ cm} < 1.08 \text{ cm} \rightarrow OK$$

Será necesario verificar además la resistencia del anclaje ante el cortante en la dirección perpendicular al eje del puente, considerando la resistencia del concreto a la rotura debido al cortante transmitido por los pernos:

$$V_u = 22302 \text{ kg}$$

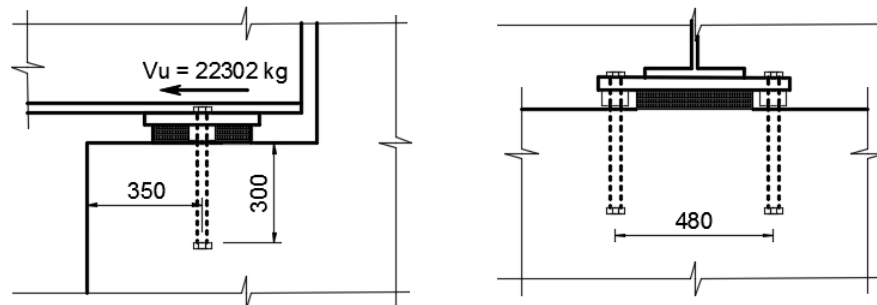


Figura 43. Ubicación de los pernos de anclaje de los apoyos.

- Resistencia al corte de los pernos

$$\phi V_{n1} = 31721 \text{ kg}$$

- Resistencia a la rotura del concreto debido a los pernos sometidos a corte

Considerando una longitud del anclaje  $h_{ef} = 30 \text{ cm}$  y una distancia al borde del estribo  $c_{a1} = 35 \text{ cm}$  (Ver Figura 43):

$$A_{VCO} = 4.5c_a^2 = 4.5 \times 35^2 = 5512.5 \text{ cm}^2$$

Considerando que la distancia entre los pernos es de 48 cm (Ver Figura 43):

$$A_{VC} = 1.5 \times 35 \times (3 \times 35 + 48) = 8032.5 \text{ cm}^2$$

$$V_b = 1.86 \left( \frac{h_{ef}}{d} \right)^{0.2} \sqrt{d} \sqrt{f'_c} c_{a1}^{1.5} = 1.86 \left( \frac{30}{3.175} \right)^{0.2} \sqrt{3.175} \times \sqrt{210} \times 35^{1.5} = 15584 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,V} = 1, \Psi_{ed,V} = 1, \Psi_{c,V} = 1.4, \Psi_{h,V} = 1$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b = \frac{8032.5}{5512.5} \times 1 \times 1 \times 1.4 \times 1 \times 15584 = 31791 \text{ kg}$$

Considerando un factor de resistencia de 1 para evento extremo:

$$\phi V_{n2} = 1 \times 31791 = 31791 \text{ kg}$$

- Resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2 = 9(30)^2 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$A_{NC} = (35 + 1.5 \times 30)(3 \times 30 + 48) = 11040 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 10.2 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} = 10.2 \sqrt{210} \times 30^{1.5} = 24288 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1, \Psi_{c,N} = 1.25, \Psi_{cp,N} = 1$$

$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} = 0.7 + 0.3 \times \frac{35}{1.5 \times 30} = 0.933$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b = \frac{11040}{8100} \times 1 \times 0.933 \times 1.25 \times 1 \times 24288 = 38607 \text{ kg}$$

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} = 2 \times 38607 = 77214 \text{ kg}$$

$$\phi V_{n3} = 1.0 \times 77214 = 77214 \text{ kg}$$

La resistencia al corte del anclaje será la menor de las resistencias previamente halladas:

$$\phi V_{nb} = 31721 \text{ kg} > V_u = 22302 \text{ kg} \rightarrow OK$$

#### 11.4.6.2. Resistencia a la tracción

Se evaluará la resistencia de los pernos a las cargas debido a la aceleración vertical producida por el sismo. No se evaluarán estas cargas en simultáneo con las cargas horizontales previamente halladas, dado que la aceleración pico horizontal y



vertical se encuentran desfasadas, de forma tal que para la aceleración horizontal pico la aceleración vertical es bastante menor, pudiendo despreciarse en los cálculos. Tomaremos un valor de aceleración vertical igual a 2/3 de la aceleración horizontal:

$$A_{s,v} = 2/3(0.4) = 0.267$$

La carga sísmica vertical total será:  $0.267 \times 425331 = 113563 \text{ kg}$

Para el caso de la carga sísmica vertical, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos. Por lo tanto cada apoyo tomará:

$$\frac{113563}{16} = 7098 \text{ kg}$$

- Resistencia a la tracción de los pernos

$$\phi T_{n1} = 1.0 \times 0.76 \times (2 \times 7.92) \times 5270 = 63442 \text{ kg}$$

- Resistencia a la rotura del concreto

$$N_{cbg} = 38607 \text{ kg}$$

$$\phi T_{n2} = 1.0 \times 38607 = 38607 \text{ kg}$$

- Resistencia al arranque del perno

Para pernos de 1 1/4", podemos considerar tuercas hexagonales de 2" de ancho:

$$\begin{array}{l|l} A_{tuerca} = 22.35 \text{ cm}^2 & N_{pn} = 1.4 \times 48485 = 67878 \text{ kg} \\ A_{brg} = 2 \times (22.35 - 7.92) = 28.86 \text{ cm}^2 & N_p = 8 \times 28.86 \times 210 = 48485 \text{ kg} \end{array}$$

$$\phi T_{n3} = 1.0 \times 67878 = 67878 \text{ kg}$$

- Resistencia a la rotura lateral del concreto

$$h_{ef} < 2.5c_a \rightarrow \text{No es necesario evaluar}$$

La resistencia a la tracción del anclaje será la menor de las resistencias previamente halladas:

$$\phi T_{nb} = 38607 \text{ kg} > T_u = 7098 \text{ kg} \rightarrow OK$$

## 12. ESTRIBOS

Se diseñará el estribo como un muro de semi-gravedad en volado, capaz de soportar los empujes del suelo y las cargas provenientes del tablero. Como se mencionó en el artículo 5.3.2.2.3 no se amplificarán los empujes del suelo debido al sismo, pero sí se tomará en cuenta la fuerza sísmica proveniente de la superestructura, por lo cual se analizarán los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I.

- Características del suelo:

Peso específico:  $\gamma_{suelo} = 1900 \text{ kg/m}^3$

Capacidad portante admisible:  $\sigma_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$

Ángulo de fricción interna:  $\varphi_f = 30$

Coefficiente de fricción entre el concreto y el suelo:  $\mu = 0.55$

- Coeficientes de empuje activo y pasivo:

Se calcularán los coeficientes de empuje activo y pasivo descritos previamente en el artículo 5.3.2.3. Tomando un valor de  $\theta$  de 90, considerando el relleno horizontal ( $\beta = 0$ ) y despreciando el valor de  $\delta$ , el valor del coeficiente de empuje activo es:

$$\Gamma = \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi_f + \delta)\text{sen}(\varphi_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2 = \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30)\text{sen}(30)}{\text{sen}(90)\text{sen}(90)}} \right)^2 = 2.25$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi_f)}{\Gamma(\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \delta))} = \frac{\text{sen}^2(90 + 30)}{2.25(\text{sen}^2(90)\text{sen}(90))} = 0.33$$

De la Figura 7 (p. 9):

$$k_p = 6.5 \times 0.467 = 3$$

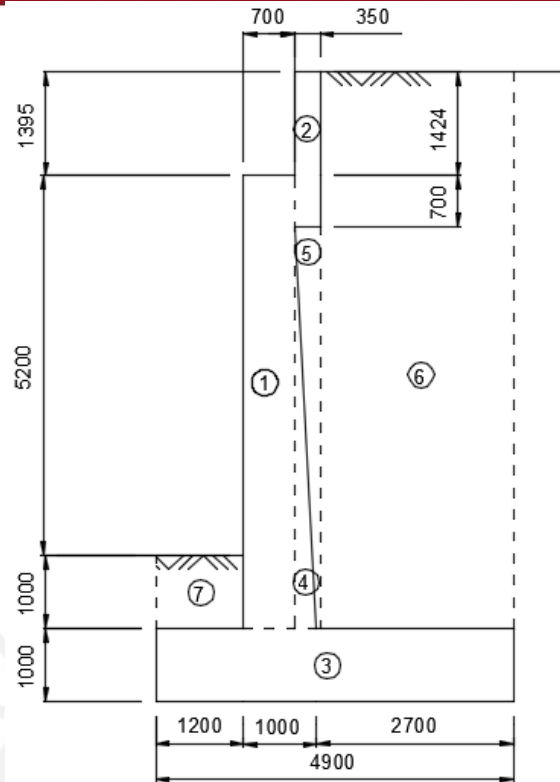


Figura 44. Geometría del estribo.

La geometría de la sección del estribo se muestra en la Figura 44. Esta figura ha sido dividida en 7 elementos (enumerados del 1 al 7) para poder tabular los cálculos de estabilidad del muro. Para 1 m de longitud de muro las cargas actuantes serán:

- Empuje Activo:

$$E_A = \frac{k_a \gamma_{suelo} (H)^2}{2} = \frac{0.33 \times 1900 \times 8.595^2}{2} = 23160 \text{ kg}$$

- Sobrecarga: El artículo 3.11.6.4 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para el análisis de estribos, los efectos de la sobrecarga producida por el tráfico actuando en la superficie del relleno pueden estimarse considerando una altura de suelo equivalente. Para estribos con alturas mayores a 6.1 m, debe considerarse una altura de suelo equivalente de 0.61 m:

$$s/c = 0.61 \times 1900 = 1159 \text{ kg/m}^2$$

- Cargas provenientes de la superestructura: Para calcular las cargas provenientes de la superestructura, dividiremos las cargas previamente halladas del peso de la superestructura, la fuerza horizontal de sismo y la fuerza de frenado, entre el ancho del puente de 20.5 m:

$$\text{Peso de la superestructura: } P_v = \frac{425331/2}{20.5} = 10374 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza de sismo debido al peso del tablero: } F_{sis} = \frac{178415}{20.5} = 8703 \text{ kg}$$

(Ésta fuerza se transmite a través de los pernos de anclaje de los apoyos)

$$\text{Fuerza de frenado: } F_{BR} = \frac{16565}{20.5} = 808 \text{ kg}$$

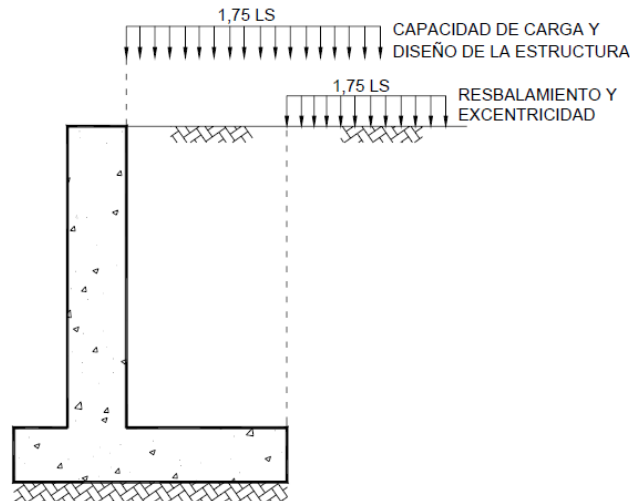
(Ésta fuerza se transmite a través de los pernos de anclaje de los apoyos)

### 12.1. Estabilidad del estribo

La AASHTO especifica que la resistencia al volteo, la capacidad portante del suelo, y la resistencia al deslizamiento, se deben verificar para los estados límite de Resistencia y Evento Extremo. Las combinaciones de carga para cada caso se muestran en la Tabla 8. Al analizar el volteo y el deslizamiento para el estado límite de Resistencia I, se considerarán los factores de carga mínimos de 1.0 y 0.9 para las cargas del peso del suelo y el peso propio del muro, respectivamente, ya que estas cargas aportan resistencia al volteo y deslizamiento. Del mismo modo, para volteo y deslizamiento sólo se considerará el empuje horizontal debido a la sobrecarga superficial, pero no la sobrecarga vertical sobre el relleno (Figura 45).

**Tabla 8.** Combinaciones de carga para el análisis de la estabilidad del estribo.

	Estado Límite	Combinación de carga
Volteo	Resistencia I	0.9DC + 1.0EV + 1.5EH+1.75BR+1.75LS
	Evento Extremo I	1.0DC+1.0EV+1.0EH+0.5BR+0.5LS+1.0EQ
Capacidad portante del suelo	Resistencia I	1.25DC+1.35EV+1.5EH+1.75BR+1.75LS
	Evento Extremo I	1.0DC+1.0EV+1.0EH+0.5BR+0.5LS+1.0EQ
Deslizamiento	Resistencia I	0.9DC+1.0EV+1.5EH+1.75BR+1.75LS
	Evento Extremo I	1.0DC+1.0EV+1.0EH+0.5BR+0.5LS+1.0EQ
Donde:		
DC: Carga Muerta		BR: Carga de frenado
EV: Empuje Vertical del suelo		LS: Carga viva superficial
EH: Empuje Horizontal del suelo		EQ : Carga de sismo



**Figura 45.** Aplicación de la sobrecarga superficial. Tomado de la Figura C11.5.6-3 de las especificaciones de la AASHTO.

### 12.1.1. Resistencia al volteo

La AASHTO especifica que la resultante de las fuerzas debe situarse dentro de los dos tercios centrales del ancho de la base. Esto implica que el límite de la excentricidad de la resultante de las cargas amplificadas será de  $B/3$ .

- Estado Límite de Resistencia I:

**Tabla 9.** Cargas verticales para el estado límite de resistencia I, para volteo.

Pesos propios						
Elemento	Vol (m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	4.34	10416	0.9	9374	-0.9	-8437
2	0.73	1760	0.9	1584	-0.4	-634
3	4.90	11760	0.9	10584	0	0
4	0.83	1980	0.9	1782	-0.45	-802
5	0.83	1567.5	1	1568	-0.35	-549
6	20.51	38962	1	38962	1.1	42859
7	1.20	2280	1	2280	-1.85	-4218
Carga vertical proveniente de la superestructura						
$P_v$		10374	0.9	9337	-0.90	-8403
<b>TOT:</b>				<b>75471</b>	<b>TOT:</b>	<b>19816</b>

\* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

**Tabla 10.** Cargas horizontales para el estado límite de resistencia I, para volteo.

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
$E_A$	23160	1.5	34739	-2.87	-99528
$E_{S/c}$	3286	1.75	5751	-4.30	-24713
$F_{BR}$	808	1.75	1414	-7.20	-10181
<b>TOT:</b>					<b>-134422</b>

\* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

Carga vertical factorizada resultante: 75471 kg

Momento factorizado resultante: 19816 – 134422 = -114606 kg.m

$$e = \frac{114606}{75471} = 1.52 = \frac{B}{3.2} \rightarrow OK$$

- Estado Límite de Evento Extremo I:

**Tabla 11.** Cargas verticales para el estado límite de Evento Extremo I, para volteo.

Pesos propios						
Elemento	Vol (m³)	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	4.34	10416	1	10416	-0.9	-9374
2	0.73	1760	1	1760	-0.4	-704
3	4.90	11760	1	11760	0	0
4	0.83	1980	1	1980	-0.45	-891
5	0.83	1567.5	1	1568	-0.35	-549
6	20.51	38962	1	38962	1.1	42859
7	1.20	2280	1	2280	-1.85	-4218
Carga vertical proveniente de la superestructura						
$P_v$		10374	1	10374	-0.90	-9337
<b>TOT:</b>				<b>79100</b>	<b>TOT:</b>	<b>17786</b>

\* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

**Tabla 12.** Cargas horizontales para el estado límite de Evento Extremo I, para volteo.

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada	Brazo (m)	Momento factorizado (kg.m)
$E_A$	23160	1	23160	-2.87	-66352
$E_{S/c}$	3286	0.5	1643	-4.30	-7061
$F_{BR}$	808	0.5	404	-7.20	-2909
$F_{Sis}$	8703	1	8703	-7.20	-62662
<b>TOT:</b>					<b>-138984</b>

\* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

Carga factorizada resultante: 79100 kg

Momento factorizado resultante: 17786 – 138984 = -121198 kg.m

$$e = \frac{121198}{79100} = 1.53 = \frac{B}{3.2} \rightarrow OK$$

### 12.1.2. Capacidad portante del suelo

La AASHTO especifica que a la resistencia del suelo se le deben aplicar los factores de resistencia de 0.55 para el estado límite de Resistencia y de 0.8 para el estado límite de Evento Extremo. La presión admisible del suelo proporcionada previamente ya cuenta con un factor de reducción de 1/3, por lo tanto la resistencia del suelo para cada estado límite será:

Para Resistencia I:  $\sigma_{max} = 4 \times 3 \times 0.55 = 6.6 \text{ kg/cm}^2$

Para Evento Extremo I:  $\sigma_{max} = 4 \times 3 \times 0.80 = 9.6 \text{ kg/cm}^2$

La presión vertical en el terreno está dada por:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

Ec. 11.6.3.2-1 de las especificaciones de la AASHTO

Donde:

$\sum V$  = Suma de las fuerzas verticales.

- Estado Límite de Resistencia I:

**Tabla 13.** Cargas verticales para el estado límite de Resistencia I, para capacidad del suelo.

Pesos propios						
Elemento	Vol (m³)	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	4.34	10416	1.25	13020	-0.9	-11718
2	0.73	1760	1.25	2200	-0.4	-880
3	4.90	11760	1.25	14700	0	0
4	0.83	1980	1.25	2475	-0.45	-1114
5	0.83	1567.5	1.35	2116	-0.35	-741
6	20.51	38962	1.35	52599	1.1	57859
7	1.20	2280	1.35	3078	-1.85	-5694
Carga vertical proveniente de la superestructura						
Pv		10374	1.25	12968	-0.90	-11670
Sobrecarga sobre la superficie del relleno						
s/c		3128	1.75	5474	1.1	6021
			<b>TOT:</b>	<b>108630</b>	<b>TOT:</b>	<b>32063</b>

\* Con respecto al centro de la base de la zapata. Positivo si genera momentos en sentido horario.

El momento factorizado de -134422 kg.m debido a las cargas horizontales fue previamente hallado en la Tabla 10.

Carga factorizada resultante: 108630 kg

Momento factorizado resultante: 32063 – 134422 = -102359 kg.m

$$e = \frac{102359}{108630} = 0.94 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{107.7}{4.9 - 2 \times 0.94} = 35.7 \text{ ton/m}^2 < 66 \text{ ton/m}^2 \rightarrow OK$$

- Estado Límite de Evento Extremo I:

Similar al caso de volteo, pero aumentándole los efectos de la carga vertical debido a la sobrecarga superficial sobre el relleno:

Carga factorizada resultante: 79100 + (1159x2.7)x0.5 = 80665 kg

Momento factorizado resultante: -121198 + (1159x2.7x1.1)x0.5 = -119477 kg.m

$$e = \frac{119477}{80665} = 1.48$$

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{80.7}{4.9 - 2 \times 1.48} = 41.6 \text{ ton/m}^2 < 96 \text{ ton/m}^2 \rightarrow OK$$

### 12.1.3. Deslizamiento

La resistencia al deslizamiento está dada por la ecuación:

$$\phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

Ec. 10.6.3.4-1 de las especificaciones de la AASHTO

Donde:

$R_n$  = Resistencia nominal al deslizamiento (kg)

$\phi_\tau$  = Factor de resistencia para el corte entre el suelo y la fundación. En este caso igual a 0.8.

$R_\tau$  = Resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (kg)

$\phi_{ep}$  = Factor de resistencia para el empuje pasivo, igual a 0.5.

$R_{ep}$  = Resistencia debido al empuje pasivo (kg)



- Estado Límite de Resistencia I:

Para este caso, la situación más desfavorable se da cuando el estribo trabaja sin la presencia de la superestructura, por lo cual no consideraremos el peso de la superestructura ni la fuerza de frenado.

**Tabla 14.** Cargas horizontales para el estado límite de Resistencia I, para deslizamiento.

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada
$E_A$	23160	1.5	34739
$E_{s/c}$	3286	1.75	5751
<b>TOTAL:</b>			<b>40490</b>

**Tabla 15.** Cargas verticales para el estado límite de Resistencia I, para deslizamiento.

Pesos propios				
Elemento	Vol (m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado
1	4.34	10416	0.9	9374
2	0.73	1760	0.9	1584
3	4.90	11760	0.9	10584
4	0.83	1980	0.9	1782
5	0.83	1567.5	1	1568
6	20.51	38962	1	38962
7	1.20	2280	1	2280
<b>TOT:</b>				<b>66134</b>

$$R_{\tau} = 0.55 \times 66134 = 36374 \text{ kg}$$

Empujen pasivo:

$$R_{ep} = \frac{k_p \gamma_{suelo} (h)^2}{2} = \frac{3 \times 1900 \times (1 + 1)^2}{2} = 11400 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep} = 0.8 \times 36374 + 0.5 \times 11400 = 34800 \text{ kg} < 40744 \rightarrow \text{NO PASA}$$

Considerando una cuña de 0.90 m:

$$R_{ep} = \frac{k_p \gamma_{suelo} (h)^2}{2} = \frac{3 \times 1900 \times (1 + 1 + 0.9)^2}{2} = 23968 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep} = 0.8 \times 36374 + 0.5 \times 23968 = 41083 \text{ kg} > 40744 \rightarrow \text{OK}$$

→ Se considerará una cuña de 0.9 m de profundidad.

- Estado Límite de Evento Extremo I:

**Tabla 16.** Cargas horizontales para el estado límite de Evento Extremo I, para deslizamiento.

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada
$E_A$	23160	1	23160
$E_{s/c}$	3286	0.5	1643
$F_{BR}$	808	0.5	404
$F_{sis}$	8703	1	8703
<b>TOTAL:</b>			<b>33910</b>

**Tabla 17.** Cargas verticales para el estado límite de Evento Extremo I, para deslizamiento

Pesos propios				
Elemento	Vol (m³)	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado
1	4.34	10416	1	10416
2	0.73	1760	1	1760
3	4.90	11760	1	11760
4	0.83	1980	1	1980
5	0.83	1567.5	1	1568
6	20.51	38962	1	38962
7	1.20	2280	1	2280
Carga vertical proveniente de la superestructura				
$P_v$		10374	1	10374
<b>TOTAL:</b>				<b>79100</b>

$$R_\tau = 0.55 \times 79100 = 43505 \text{ kg}$$

Empujen pasivo:

$$R_{ep} = \frac{k_p \gamma_{suelo} (h)^2}{2} = \frac{3 \times 1900 \times (1 + 1 + 0.9)^2}{2} = 23968 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep} = 0.8 \times 43505 + 0.5 \times 23968 = 46788 \text{ kg} > 33910 \rightarrow OK$$

### 12.2. Diseño del muro

El muro soportará el empuje de la tierra, la carga de frenado, y la fuerza de sismo, además de las cargas verticales provenientes de la superestructura y el peso propio del muro.

**Tabla 18.** Cargas verticales para diseño del muro

Elemento	Vol (m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado
1	4.34	10416	1.25	13020
2	0.73	1760	1.25	2200
4	0.83	1980	1.25	2475
Carga vertical proveniente de la superestructura				
$P_v$		10374	1.25	12968
TOTAL:				30663

Vemos que las cargas verticales factorizadas constituyen el 2.8% de la resistencia a la compresión de la base del muro, sin considerar el acero:

$$\frac{30663}{0.75 \times 0.8 \times 0.85 \times 210 \times 100 \times 100} = 0.0286$$

Por lo tanto, podemos considerar que el muro se comporta principalmente como un elemento en flexión, por lo cual consideraremos para el diseño el estado límite de Evento Extremo I, dado que éste genera el mayor momento flector en el muro.

**Tabla 19.** Cargas horizontales para el estado límite de Evento Extremo I, para diseño del muro

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
$E_A$	18084	1.5	27126	2.53	68674
$E_{s/c}$	2904	0.5	1452	3.80	5513
$F_{BR}$	808	0.5	404	6.20	2505
$F_{sis}$	8703	1	8703	6.20	53958
		<b>TOT:</b>	<b>36922</b>	<b>TOT:</b>	<b>130650</b>

\* Con respecto a la base del muro.

### 12.2.1. Acero mínimo

El acero mínimo está dado por la ecuación:

$$A_s \geq \frac{760bh}{2(b+h)f_y}$$

(Adaptado de la ec. 5.10.8-1 de las ecuaciones de la AASHTO)

Además:

$$2.3 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s < 12.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$A_s$  = Área del acero de refuerzo en cada dirección y en cada cara (cm<sup>2</sup>/m)

$b$  = Ancho de la sección (cm)

$h$  = Espesor de la sección (cm)

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

$$A_s \geq \frac{760 \times 620 \times 100}{2(620 + 100)4200} = 7.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 250 \text{ mm}$$

### 12.2.2. Diseño por flexión

- Cálculo del acero de la cara en contacto con la tierra:

$$M_u = 130650 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 94 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 38.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1" @ 25 + 1\phi 1" @ 25 \text{ (cara tierra)}$$

- Cálculo del acero de la cara exterior:

Se calcula a partir del momento flector ocasionado por la fuerza de sismo y la carga de frenado proveniente de la superestructura, cuando estas fuerzas actúan en la dirección opuesta a los empujes de la tierra.

$$M_u = 2505 + 53958 = 56463 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 94 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 16.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 25 + 1\phi 5/8" @ 25 \text{ (cara ext.)}$$

### 12.2.3. Verificación por cortante

$$V_u = 36922 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 94 = 64976 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

## 12.3. Diseño de la punta

### 12.3.1. Acero mínimo

$$A_s \geq \frac{760 \times 490 \times 100}{2(490 + 100)4200} = 7.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 200 \text{ mm}$$

12.3.2. Diseño por flexión

**Tabla 20.** Cargas verticales para el estado límite de Evento Extremo I, para diseño de la fundación

Pesos propios						
Elemento	Vol (m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Factor de carga	Peso factorizado	Brazo* (m)	Momento factorizado (kg.m)
1	4.34	10416	1.25	13020	-0.9	-11718
2	0.73	1760	1.25	2200	-0.4	-880
3	4.90	11760	1.25	14700	0	0
4	0.83	1980	1.25	2475	-0.45	-1114
5	0.83	1567.5	1.35	2116	-0.35	-741
6	20.51	38962	1.35	52599	1.1	57859
7	1.20	2280	1.35	3078	-1.85	-5694
Carga vertical proveniente de la superestructura						
Pv		10374	1.25	12968	-0.90	-11670
Sobrecarga sobre la superficie del relleno						
s/c		3128	0.5	1564	1.1	1720
<b>TOT:</b>				<b>104159</b>	<b>TOT:</b>	<b>28267</b>

**Tabla 21.** Cargas horizontales para el estado límite de Evento Extremo I, para diseño de la fundación

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Carga factorizada	Brazo (m)	Momento factorizado (kg.m)
$E_A$	23160	1.5	34739	-2.87	-99528
$E_{s/c}$	3286	0.5	1643	-4.30	-7061
$F_{BR}$	808	0.5	404	-7.20	-2909
$F_{sis}$	8703	1	8703	-7.20	-62661
<b>TOT:</b>					<b>-166669</b>

Carga factorizada resultante: 104159 kg

Momento factorizado resultante: 28267 - 166669 = -138402 kg.m

$$e = \frac{138402}{104159} = 1.33$$

La AASHTO establece que, para el diseño estructural de las fundaciones, se debe considerar una presión de contacto uniformemente distribuida en un ancho efectivo de zapata  $B'$ , igual al ancho real  $B$  menos 2 veces la excentricidad.

$$B' = 4.9 - 2 \times 1.33 = 2.24 \text{ m}$$

Distribución uniforme de esfuerzo:

$$\frac{104159}{2.24 \times 1} = 46500 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre la punta:

$$w_{pp} = 2400 \times 1 \times 1 = 2400 \text{ kg/m}$$

$$w_{suelo} = 1900 \times 1 \times 1 = 1900 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 46500 - 2400 \times 0.9 - 1900 \times 1.0 = 42440 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 42440 \times 1.2 \times 1.2 / 2 = 30557 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 90 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 9.09 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 5/8" @ 20 \text{ (cara inferior)}$$

### 12.3.3. Verificación por cortante

$$V_u = 42210 \times 1.2 = 50652 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 62210 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

## 12.4. Diseño del talón

El ancho efectivo de la zapata  $B'$  es de 2.24 m, mientras que la longitud de la punta más el espesor del muro es de 2.20 m, por lo cual se considerará que las únicas cargas actuantes sobre el talón son su peso propio y el peso del relleno.

### 12.4.1. Diseño por flexión

$$w_{pp} = 2400 \times 1 \times 1 = 2400 \text{ kg/m}$$

$$w_{suelo} = 1900 \times 7.595 \times 1 = 14430 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.25(2400 \times 2.7^2 / 2) + 1.35(14430 \times 2.7^2 / 2) = 81941 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 94 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 23.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1" @ 20 \text{ (cara superior)}$$

### 12.4.2. Verificación por cortante

$$V_u = 1.25(2400 \times 2.7) + 1.35(14430 \times 2.7) = 60697 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 90 = 62210 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

### 12.5. Diseño de la cuña

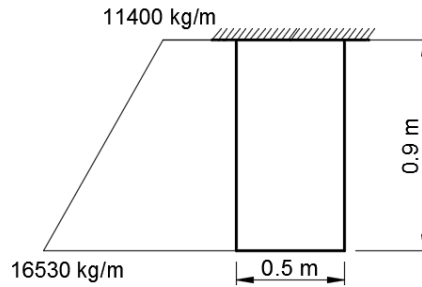


Figura 46. Cargas actuantes en la cuña.

#### 12.5.1. Diseño por flexión

$$M_u = 6002 \text{ kg.m}$$

Se le colocará el acero de 5/8" cada 25 cm, proveniente de la cara exterior del muro.

- Área total de acero:  $A_s = \left(\frac{100}{25}\right) (2) = 8 \text{ cm}^2$
- Peralte efectivo:  $d = 44 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = 1.88 \text{ cm}$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 13021 \text{ kg.m} > M_u \rightarrow OK$$

#### 12.5.2. Verificación por cortante:

$$V_u = 9512 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 44 = 30414 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

### 12.6. Diseño de la pantalla superior del muro (parapeto)

Se diseñará la pantalla superior para que soporte el empuje de tierra, el empuje debido a la sobrecarga superficial y la fuerza de frenado. Para evaluar la longitud de

muro que soportará la carga de frenado, consideraremos que la carga proveniente de las ruedas se distribuye hacia abajo con un ángulo de 45 grados con respecto a la horizontal, como se muestra en la Figura 44. Se diseñará el parapeto como un elemento en flexión, despreciando las cargas verticales.

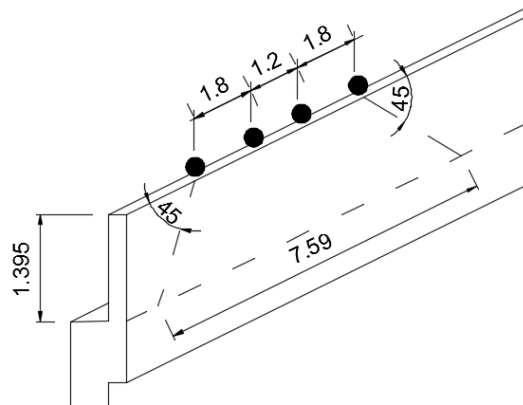


Figura 47. Ancho de parapeto que toma las fuerzas de frenado.

Tabla 22. Cargas horizontales para un ancho proyectado de 7.59 m:

Carga	Fuerza (kg)	Factor de carga	Fuerza factorizada	Brazo de palanca* (m)	Momento factorizado (kg.m)
$E_A$	4630	1.5	6945	0.465	3230
$E_{S/c}$	4049	1.75	7087	0.698	4913
$F_{BR}$	16565	1.75	28989	1.395	40440
<b>TOTAL:</b>			<b>43021</b>	<b>TOTAL:</b>	<b>48583</b>

\* Con respecto a la base del parapeto.

### 12.6.1. Diseño por flexión:

Considerando un espesor del parapeto de 35 cm:

$$\left. \begin{array}{l} d = 29 \text{ cm} \\ f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 759 \text{ cm} \end{array} \right\} A_s = 45.42 \text{ cm}^2$$

Acero necesario por metro de longitud de muro:

$$A_s = \frac{45.42}{7.59} = 5.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2'' @ 200 \text{ mm (cara tierra)}$$



### 12.6.2. Verificación por cortante

$$V_u = 43021 \text{ kg}$$

Resistencia al corte:

$$\phi V_c = 0.9 \times 0.53 \sqrt{210} \times 759 \times 29 = 152148 \text{ kg} > V_u \rightarrow OK$$

### 12.7. Losa de aproximación

Se diseñará una losa de aproximación para evitar asentamientos excesivos entre el borde del estribo y el suelo adyacente. El diseño de la losa de aproximación se muestra en el Anexo 2.

### 12.8. Muro de contención a lo largo del paso a desnivel

El diseño del muro de contención es similar al de los estribos, pero no se cuenta con las fuerzas provenientes de la superestructura, por lo cual sólo se consideran el peso propio del muro, el peso del relleno, y el empuje lateral del suelo. Por tal motivo, sólo se analiza el estado límite de Resistencia I. Dado que se trata de un muro de altura variable, se han diseñado 5 tramos de muro. El diseño del primer tramo, adyacente al estribo, se muestra en el Anexo 3.

## 13. CONCLUSIONES

Se concluye satisfactoriamente el diseño del puente en el intercambio vial Av. Javier Prado – Av. Las Palmeras – Av. El golf Los Incas.

Se eligió un espesor de losa de 20 cm. Dado que el puente cumple con los límites geométricos establecidos para el diseño empírico de losas, se pudo asumir que la losa estará sujeta a una acción de arco interna y se le colocó la cantidad de acero especificada por la AASHTO.

Las vigas metálicas elegidas fueron W40x167. Dado que no se consideró apuntalamiento se consideró que la sección no compuesta soportaría las cargas actuantes antes de la fragua del concreto, la sección compuesta a largo plazo

soportaría las cargas permanentes después de la fragua y la sección compuesta a corto plazo soportaría las cargas vehiculares y peatonales. Se calculó el momento de fluencia de la sección compuesta tomando en cuenta las distintas etapas de carga y se verificó que el momento último total es menor al momento de fluencia, por lo cual concluimos que la sección no incursiona en el rango plástico. La deflexión máxima por cargas permanentes resultó ser de 4.49 cm, por lo cual se le debe proveer una contraflecha de 4.5 cm al centro, y 3.2 cm a los cuartos de la luz.

Los diafragmas tendrán una disposición tipo “K” y estarán compuestos por ángulos de 3”x3”x5/16”. Estos diafragmas transmitirán la carga sísmica debida al peso del tablero hacia los apoyos, además de ayudar a que las cargas verticales tengan una mejor distribución entre las vigas.

Para la baranda vehicular se consideró un parapeto de concreto, cuyas dimensiones y cantidad de acero se muestran en los planos de estructuras. Para las barandas peatonales se consideraron postes rectangulares HSS 3”x1 ½”x1/4” y rieles circulares HSS 2.375x0.218. En ambos casos se consideraron las fuerzas de diseño de la norma AASHTO, siendo en el caso de la baranda vehicular cargas últimas de impacto, y en el caso de la baranda peatonales cargas vivas.

Para el caso de los apoyos, se eligió un apoyo elastomérico de dureza 60, de 30 cm x 35 cm, con un espesor total de 56 mm conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm Gr50. Estos apoyos soportarán la acción de compresión, rotación y corte combinados, y tendrán una deflexión máxima de 2.46 cm. Los apoyos contarán además con pernos de anclaje, los cuales resistirán las acciones sísmicas debido al peso del tablero.

Los estribos se diseñaron para soportar los empujes del terreno y la carga sísmica debido al peso del tablero, mientras que los muros de contención adyacentes soportarán únicamente el empuje del terreno. Cabe destacar que en ambos casos, la estabilidad se evaluó considerando cargas últimas, tal como lo indica la AASHTO, y no se consideró amplificación del empuje de la tierra debido a efectos dinámicos.

Los planos G1, G2 y G3 presentan la geometría del puente y de las vías de tránsito, mientras que los planos E1 al E8 presentan el detalle de todos los componentes estructurales diseñados en esta tesis.

## BIBLIOGRAFIA

AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington.

AASHTO/NSBA. (2004). *Steel bridge bearing design and detailing guidelines*. Washington, D.C.

AISC. (2005). *Steel construction manual*. Chicago.

McCormac, J. y. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. México, DF: Alfaomega.

MTC. (2010). *Manual de diseño de puentes*. Lima: Macro.

