



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

# “EFECTOS SÍSMICOS EN ELEMENTOS ESTRIBO-RELLENO DE PUENTES TIPO”

## T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

AMURABI SIDARTA SALVADOR PÉREZ DIEZ

ASESOR: DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres Rosalía Diez y Ubaldo Pérez quienes siempre han estado conmigo y a quienes debo gran parte de mi formación personal y profesional.

A Miguel Alvarado quien me ha guiado, brindándome sus valiosos consejos y que ha sido un enorme soporte en mi vida y le debo mucho.

A mis hermanos Alejandro y Miguel Ángel, por el cariño que me han brindado y el apoyo incondicional que siempre he sentido.

A una mujer que ha estado a mi lado y me ha brindado su cariño y amor, Edith Paz gracias por la paciencia y apoyo durante todo este tiempo maravilloso.

Le doy gracias a mi mejor amigo y compañero Nazario Navarro con quien compartí muchas veces mis mejores momentos en la universidad.

Le agradezco de manera muy especial a un gran amigo y maestro al Dr. Hugo Barrios por ser mi guía durante todo este tiempo, gracias por fomentar en mi la dedicación y el afrontar nuevos retos, gracias por su paciencia y sabios consejos, gracias por todo el tiempo que brindo en el desarrollo de mi trabajo y quien ha sabido demostrar ser una gran persona y un excelente profesionalista.

Les agradezco a todos mis compañeros y maestros de la carrera por todas las experiencias que compartimos, por los conocimientos brindados su apoyo y por su amistad.

Agradezco a mis amigos del Museo quienes me han contagiado su entusiasmo y el gusto por hacer cada día mejor mi trabajo.

Les agradezco a todas las personas que de alguna manera hayan sido parte importante de mi vida y que me hayan ayudado a alcanzar esta meta. Mil gracias.

## ÍNDICE

### “EFECTOS SÍSMICOS EN ELEMENTOS ESTRIBO-RELLENO DE PUENTES TIPO”

	Páginas
INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVOS.....	2
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>Generalidades de puentes, estribos, rellenos y muros de retención</b>	
1.1 Puentes.....	3
1.1.1 Concepto y función.....	3
1.1.2 Clasificación de los puentes.....	3
1.1.3 Características de los puentes.....	4
1.2 Estribos.....	6
1.2.1 Concepto y función.....	6
1.2.2 Tipos de estribos.....	8
1.2.2.1 Estribos abiertos.....	8
1.2.2.2 Estribos cerrados.....	11
1.2.2.2.1 Estribos cerrados simples.....	13
1.2.2.3 Estribos monolíticos y tipo asiento.....	21
1.2.2.4 Estribos de mampostería con aleros.....	23
1.2.2.5 Estribos de mampostería con aleros para losas planas y para losas planas aligeradas.....	28
1.2.2.6 Estribos de mampostería con aleros y coronas para losas nervuradas.....	32
1.2.2.7 Estribos enterrados.....	35
1.2.2.8 Otros tipos de estribos.....	37
1.2.3 Consideraciones de diseño en estribos.....	44
1.2.3.1 Condiciones de diseño sísmico.....	53
1.2.3.2 Alas de los estribos.....	60
1.2.3.3 Drenaje en los estribos.....	63
1.2.3.4 Detalles diversos de los estribos.....	64
1.2.3.5 Condiciones de estabilidad en los estribos.....	65
1.3 Rellenos.....	66
1.3.1 Efecto del material de relleno en los estribos.....	66
1.3.2 Presión lateral del suelo de relleno.....	66
1.3.3 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas.....	72
1.4 Muros de retención.....	77
1.4.1 Muros de retención por gravedad.....	80
1.4.2 Dimensionamiento de muros de retención.....	82
1.4.3 Revisiones de la estabilidad.....	84
1.4.3.1 Revisión por volteo.....	84
1.4.3.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.....	87
1.4.3.3 Revisión de la falla por capacidad de apoyo.....	92
1.5 Fallas estructurales en puentes por efectos sísmicos.....	96

## **CAPÍTULO 2**

### **Puentes vehiculares en México**

Páginas

2.1	Los puentes en México.....	111
2.1.1	Año de construcción.....	112
2.1.2	Longitud de los puentes y los claros.....	114
2.1.3	Uso de pilas y estribos.....	116
2.1.4	Altura máxima de la subestructura.....	117
2.1.5	Apoyos en los puentes.....	119
2.2	Deficiencias y condiciones de los puentes en México.....	122
2.2.1	Estado de conservación.....	123
2.2.2	Problemas estructurales.....	123
2.2.3	Problemas de cimentación.....	125
2.2.4	Problemas de mantenimiento.....	127
2.3	Condiciones de los puentes en México.....	128
2.3.1	Observaciones sobre los daños.....	128

## **CAPÍTULO 3**

### **Consideraciones de diseño y ejemplos de aplicación**

3.1	Acciones de diseño en los estribos.....	133
3.2	Estados límite a verificar.....	134
3.3	Ejemplo de cálculo de un muro de retención.....	137
3.4	Ejemplo de cálculo de un estribo.....	142
3.4.1	Solución.....	145
3.4.1.1	Revisión de estabilidad del estribo.....	147
3.4.1.2	Diseño del respaldo del estribo y del asiento.....	154
3.4.1.3	Diseño del asiento.....	156
3.4.1.4	Diseño de la zapata del estribo.....	157
3.4.1.4.1	Diseño de fuerzas.....	157
3.4.1.4.2	Diseño del refuerzo por flexión.....	158
3.4.1.4.3	Diseño de las alas del estribo.....	159
	CONCLUSIONES.....	161
	FUENTES DE CONSULTA.....	162

## INTRODUCCIÓN

En el siguiente trabajo se pretende mencionar como los efectos sísmicos afectan a los puentes en toda su estructura pero principalmente a los soportes laterales de los mismos, para este efecto en el capítulo uno se abordan todas las generalidades de un puente así como su clasificación y características. Como se menciona anteriormente una parte importante de los puentes son los estribos, por lo cual se definirá su concepto y función, además se mencionarán los tipos más comunes y las consideraciones que se deben tomar para su diseño. También se presenta el caso de los rellenos en los cuales se muestra la relación de presión lateral y la presión activa bajo condiciones sísmicas. Por otro lado se señalará la clasificación de los muros de retención y como efectuar las revisiones de estabilidad para prever fallas estructurales como consecuencia del empuje del terreno o por efectos sísmicos. Como los muros y estribos son susceptibles de presentar problemas de estabilidad se vuelve indispensable revisar el deslizamiento y el volteo.

En el capítulo 2 se aborda la investigación realizada con base en la observación y los reportes de la empresa SIPUMEX (Sistema de Puentes Mexicanos, 1992). Se mencionan las principales características de los puentes construidos en México durante los últimos 70 años, también se aprecia una muestra del Viaducto Miguel Alemán donde se ven las deficiencias y daños que presentan los puentes en esta zona.

Por último en el capítulo 3 se muestran dos ejemplos para realizar el cálculo de un muro de retención y el de un estribo con sus diferentes aplicaciones de diseño.

## **OBJETIVO GENERAL**

- Determinar la importancia de la interacción no lineal estribo – relleno en el análisis sísmico de puentes tipo.

## **OBJETIVOS PARTICULARES**

- Establecer los tipos de estribos presentados en diversos puentes.
- Determinar las características de los puentes carreteros construidos en México.
- Realizar un modelo numérico de un puente con interacción estribo – relleno y determinar su comportamiento bajo excitaciones sísmicas obtenidas en suelos con diferentes propiedades.



## **CAPÍTULO 1**

# **GENERALIDADES Y TIPOLOGÍAS DE PUENTES, ESTRIBOS, RELLENOS Y MUROS DE RETENCIÓN**

### **1.1 Puentes**

#### **1.1.1 Concepto y función**

Un puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras, líneas férreas y canales, principalmente es construida sobre una depresión, río, fosa, barranco u obstáculo. Se considera una vía de comunicación natural o artificial que permite el paso de peatones, animales o vehículos.

Los puentes cuentan fundamentalmente de dos partes, la superestructura, que consta de un conjunto de tramos que salvan los claros y se encuentran situados entre los soportes, y la subestructura que vienen siendo los apoyos o soportes, puede estar formada por las pilas que soportan directamente los tramos y los estribos situados en los extremos del puente, que conectan con el terraplén y los cimientos.

#### **1.1.2 Clasificación de los puentes**

Es conveniente clasificar a los puentes para delimitar los sistemas constructivos y los criterios así como las herramientas de análisis y diseño.

La tabla 1.1 muestra una clasificación de puentes existentes, en ella se puede apreciar dos grandes familias, la primera que corresponde según la estructura y la segunda según los materiales, dentro de la primera se distinguen dos ramas que son puentes fijos y puentes móviles.





**Tabla 1.1 Clasificación de los puentes**

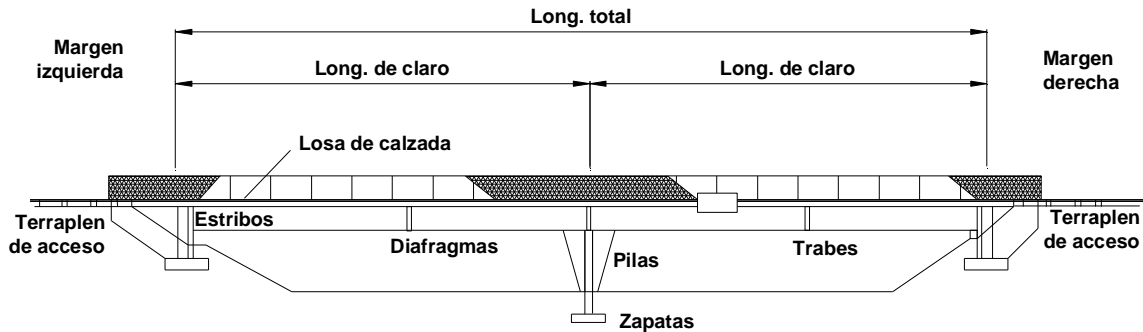
Según la estructura		Según los Materiales
Puentes Fijos	Puentes Móviles	
Vigas	Basculantes	Cuerdas o lianas
Arcos	Giratorios	Madera
Armaduras	Deslizantes	Mampostería
Cantiléver	Elevación vertical	Metálicos
Sustentados por cables	Transbordadores	Concreto armado
	Pontones	Concreto pretensado
		Ladrillo

### 1.1.3 Características de los puentes

Las partes constitutivas de un puente se mencionan a continuación y forman parte de cualquier tipo de puente de acuerdo con las diversas clasificaciones antes mencionadas.

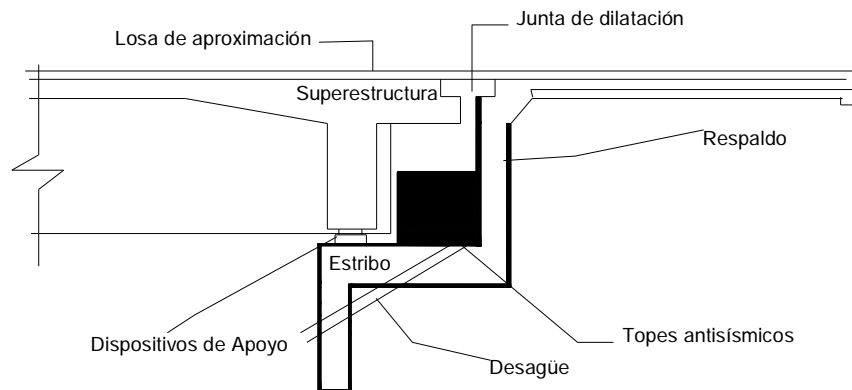
En este caso encontramos la superestructura que está constituida por todos los elementos estructurales o constructivos, forman parte de la obra que permite el tránsito sobre la misma para salvar el obstáculo.

La subestructura que está formada por todas las estructuras que dan apoyo a la superestructura, transmitiendo las cargas al suelo. Dentro de la subestructura consideraremos incluidas a la cimentación y apoyos intermedios que se denominan “pilas”, en tanto que los extremos se denominan “estribos” los cuales sirven como identificación con los terraplenes de acceso, además reciben el empuje del suelo (figura 1.1).



**Figura 1.1 Partes de un puente**

Existen elementos intermedios entre la superestructura y la subestructura, llamados dispositivos de apoyo (figura 1.2), a través de los cuales se transmiten las acciones de una a la otra pueden ser la almohadilla de neopreno, la almohadilla de neopreno con superficie de deslizamiento de teflón, de rodillo fijo y de guía.



**Figura 1.2 Detalle del puente**

Por otro lado se requiere realizar algunas obras complementarias las cuales consisten en todos aquellos trabajos que se ejecutan con el objeto de mejorar las condiciones de operación de la estructura como una losa de aproximación, veredas macizas con canalizaciones para el pasaje de servicios públicos, desagües, señalización horizontal y vertical, protección de conos de terraplén y márgenes cauce, defensas contra impacto, limpieza de cauce, iluminación y forestación.

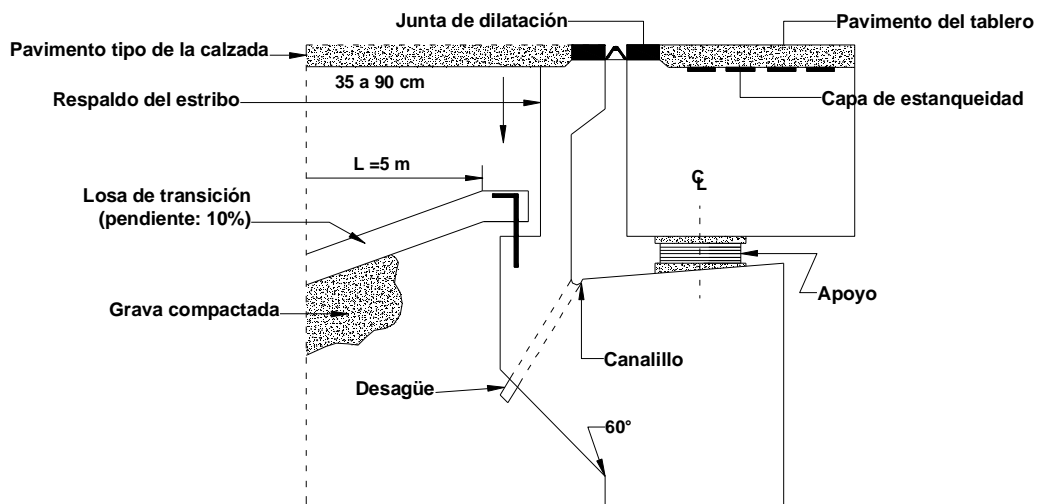


## 1.2 Estribos

### 1.2.1 Concepto y función

Los estribos de un puente realizan la transición entre el tablero y los terraplenes de acceso. Funcionan como el apoyo final del tablero, contienen o detienen el suelo del terraplén y deben garantizar una transición suave para el tráfico que entra al puente, existen estribos abiertos, cerrados o de otro tipo.

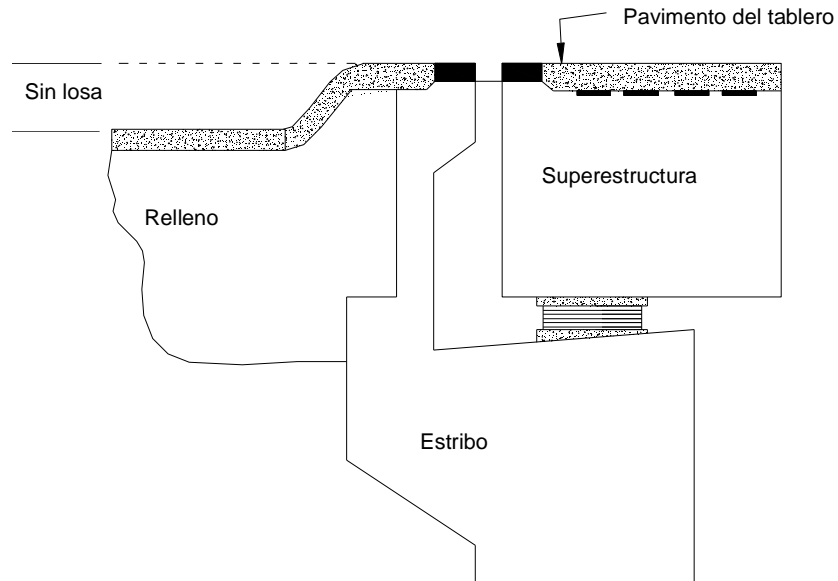
Una parte importante del estribo es el muro frontal de apoyo, en él se debe unir el tablero de la superestructura con el terraplén de acceso, por medio de la junta de dilatación. En esta abertura, protegida por la junta de dilatación, se debe colocar un adecuado medio de drenaje con tubos que forman un canal de desagüe, con el fin de evitar problemas de humedecimiento o corrosión del acero de refuerzo en el cabezal del muro frontal (figura 1.3).



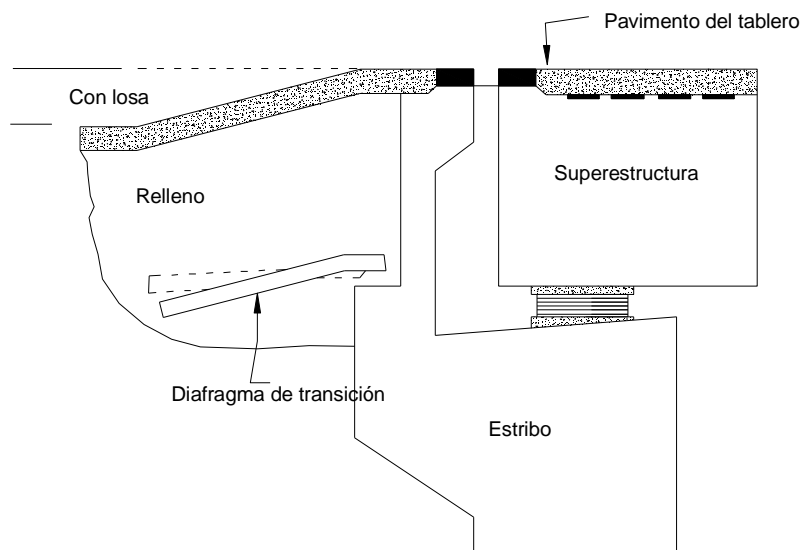
**Figura 1.3 Detalle típico de coronación de un muro frontal**



En ocasiones se coloca una losa de transición (figura 1.3), en el respaldo que forma el diafragma del muro frontal embebida en el material del terraplén de acceso, con una pendiente del 10% y con una longitud aproximada de 5 m, cuya función es evitar que se deforme excesivamente el pavimento del terraplén de acceso (figura 1.4).



**(a) Sin losa de transición**



**(b) Con losa de transición**

**Figura 1.4 Deformaciones en el terraplén de acceso con y sin losa de transición**



En la figura 1.5 se muestra un problema común que ocurre en las carreteras mexicanas, en el que se presentan excesivas deformaciones en terraplenes de acceso.



**Figura 1.5 Deformaciones en los terraplenes de acceso**

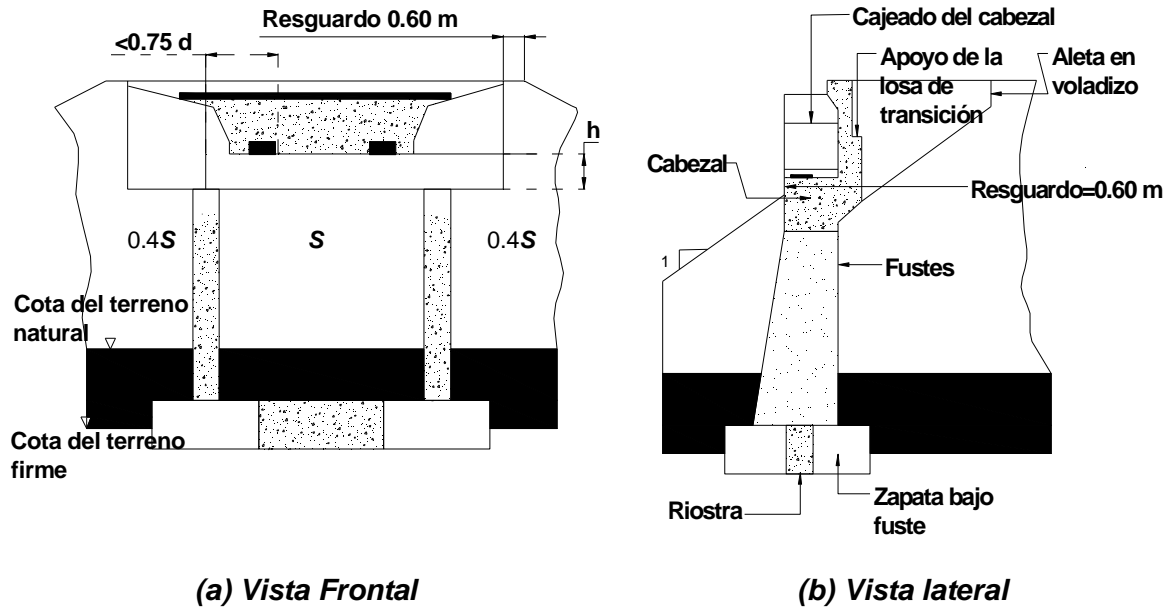
## 1.2.2 Tipos de estribos

### 1.2.2.1 Estribos abiertos

Los estribos abiertos, proporciona una buena visibilidad en el cruce y son recomendados en las estructuras utilizadas para los vías de tránsito.

Normalmente tienen una zapata en cada fuste o pila, de tal manera que el caballete puede estar formado por dos o más pilas o fustes. En el caso de existir dos fustes, la distancia entre fustes es  $S$ , el vuelo a ambos lados de la corona es  $0.40S$  (figura 1.6).

Considerando a  $h$  (m) la altura de la corona del caballete, medida de la parte baja de los apoyos de neopreno a la parte inferior de la corona, debe existir una distancia entre el último apoyo lateral de neopreno al eje medio de la pila de  $\leq 0.75d$ , en donde,  $d$  se conoce como peralte útil del cabezal y es igual a  $d = h - \text{recubriendo}$ . En la parte superior debe haber un resguardo de al menos  $0.60 \text{ cm}$ .



**Figura 1.6 Geometría de un estribo abierto**

En la figura 1.7 se observa un estribo abierto (caballete) formado con tres pilas o fustes.

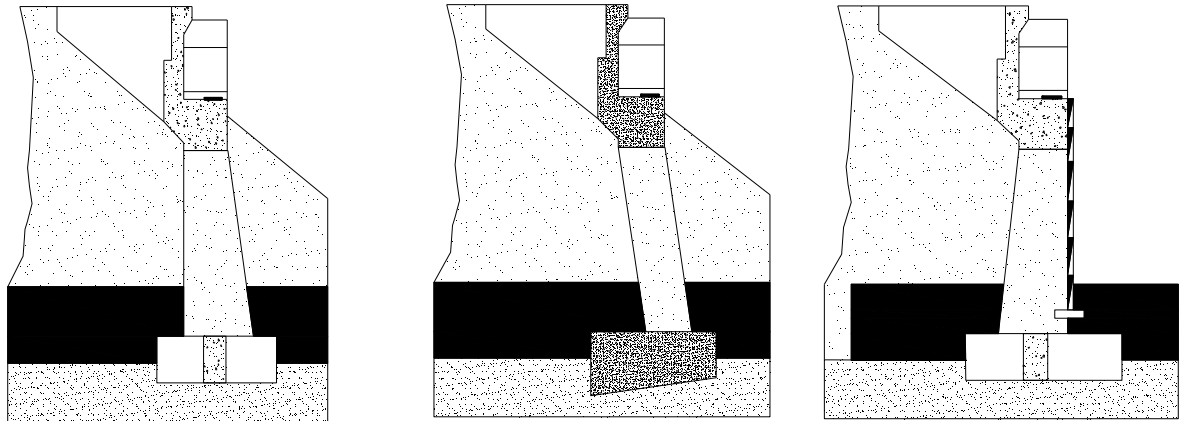


**Figura 1.7 Estribo abierto con tres pilas o fustes**

En estribos abiertos con fustes o pilas de sección variable y cimentados en zapatas aisladas, estas deben estar reforzadas por una riostra (espolón). Si la altura del puente no es muy grande ( $< 6\text{ m}$ ), las pilas o fustes pueden diseñarse con sección constante, además si el tablero es estrecho o el terreno es adecuado, pueden cimentarse sobre una zapata corrida.



Por otro lado, también pueden combinarse con muros de tierra armada, evitando así, el derrame de tierra mediante elementos prefabricados (figura 1.8).



**(a) Fustes de sección constante**

**(b) Fustes inclinados y apoyados en una zapata corrida**

**(c) Fustes combinados con tierra armada**

**Figura 1.8 Estribos abiertos y sus condiciones diferentes en fustes y cimentación**

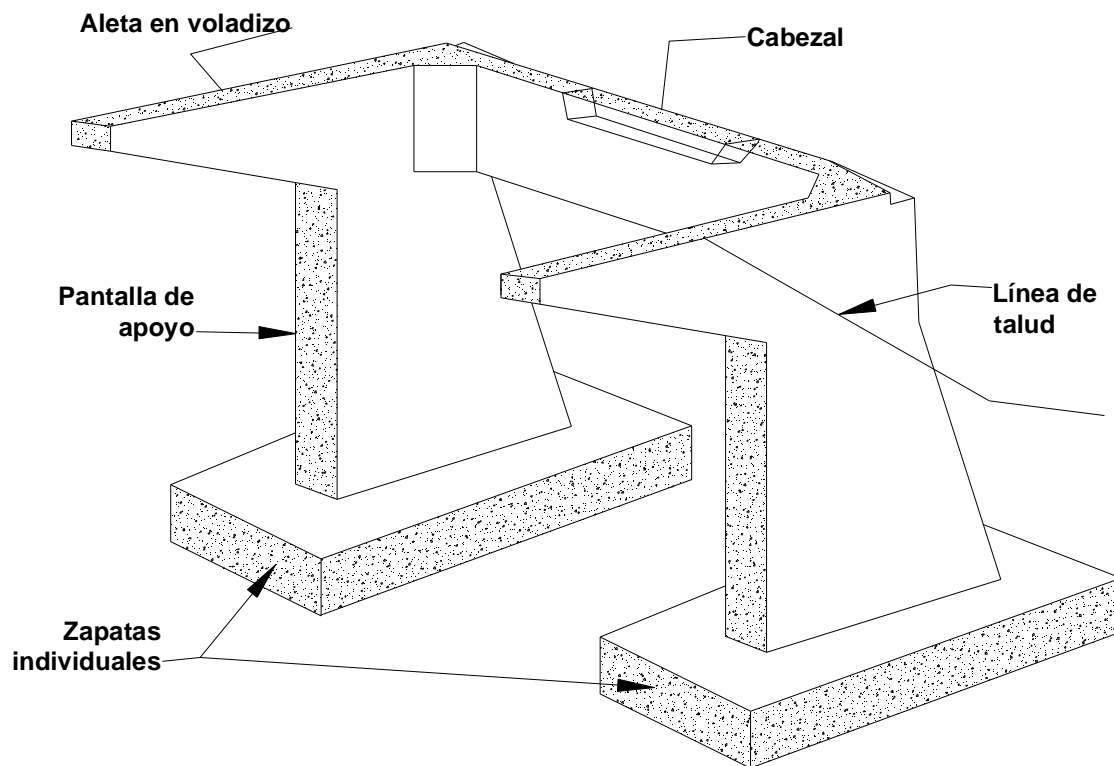
En ocasiones los estribos abiertos se pueden colocar semiocultos en taludes del terraplén. Normalmente, los taludes del terraplén se protegen contra la intemperie para que no se socaven (figura 1.9).



**Figura 1.9 Estribo abierto semioculto en derrame del terraplén**



Los estribos también pueden ser con forma abierta, con una forma de las alas en voladizo (figura 1.10), en los que el suelo que forma el terraplén tiene características, tales que, le permite ser estable dentro del estribo por lo que no necesariamente los estribos confinan el material.



**Figura 1.10 Vista interior de un estribo abierto**

### 1.2.2.2 Estribos cerrados

Los estribos cerrados, protege mejor las cabeceras de los terraplenes de acceso a los puentes y son especialmente recomendados en cruces con cauces de agua.

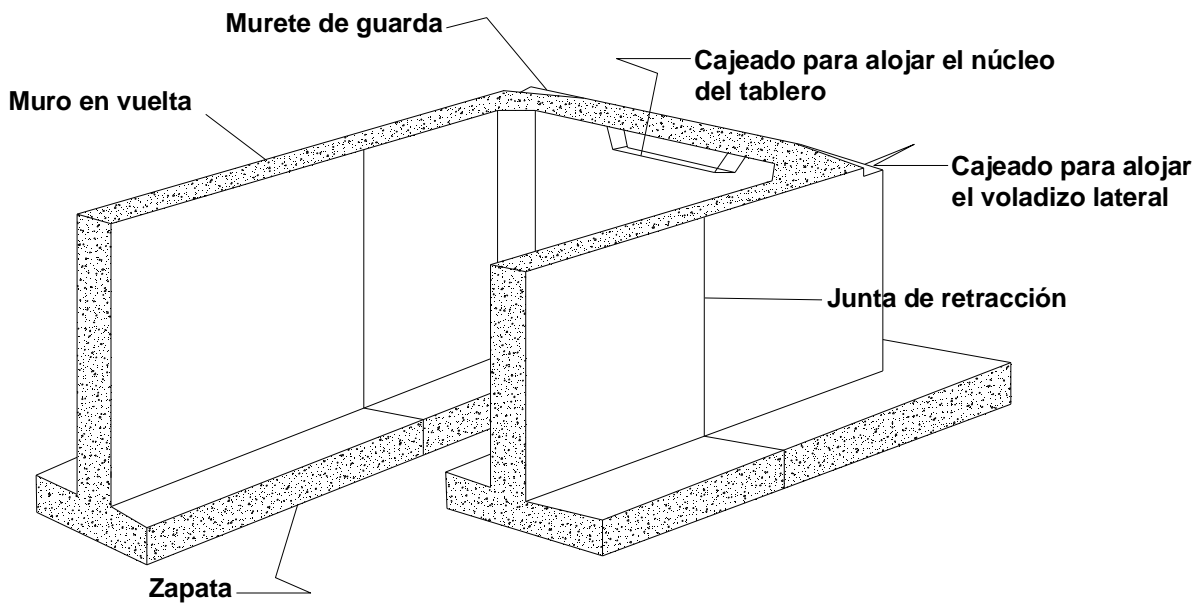
Las alas de los estribos pueden formar una caja que contenga completamente el material de relleno, en cuyo caso se considera que los estribos son cerrados con muros en vuelta (figura 1.11).





**Figura 1.11 Estribos cerrado con muros en vuelta**

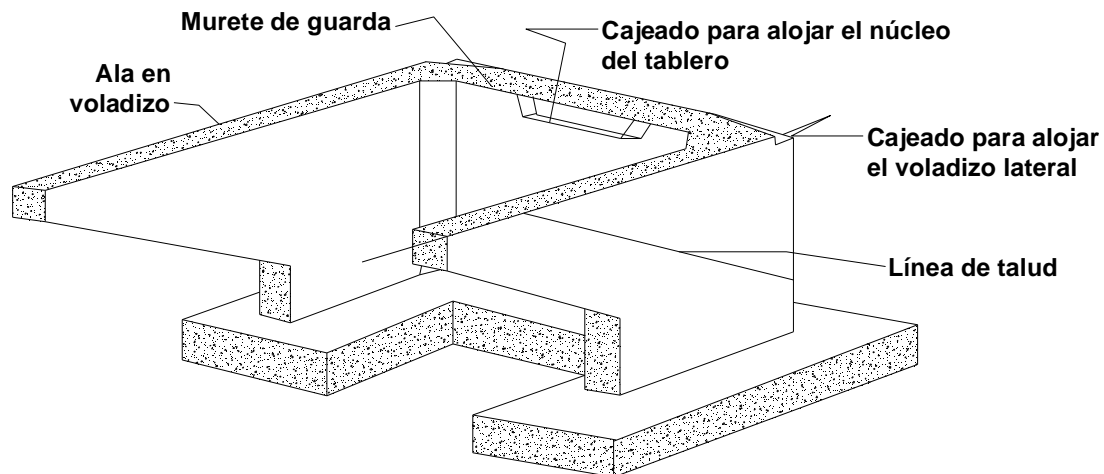
En la figura 1.12 se muestra la configuración de un estribo cerrado con muros en vuelta, se acostumbra colocar una junta por contracción, que tome en cuenta los cambios de temperatura en los muros, cuando la longitud de estos,  $l_o$ , es mayor de 10.00 m.



**Figura 1.12 Vista interior de un estribo cerrado con muros en vuelta**



Las alas de los estribos cerrados no necesariamente deben construirse con talud vertical, sino que para optimizar el concreto, se pueden construirse en aletas en voladizo, tal y como se muestra en la figura 1.13



**Figura 1.13 Vista interior de un estribo cerrado con aletas en voladizo**

#### 1.2.2.2.1 Estribos cerrados simples

En la figura 1.14 se muestra la morfología típica de un estribo cerrado simple distinguiendo las siguientes zonas:

1. Base de la cimentación del estribo, la cual se coloca sobre una plantilla de concreto de baja resistencia, como protección y limpieza del proceso.
2. Junta constructiva entre la cimentación y el muro del estribo, formando una llave de cortante.
3. Canalizaciones formadas por tubos enterrados para drenar el agua en el suelo de cimentación, ubicados a no más de 50 *cm* de la superficie.
4. Murete de guarda (respaldo del diafragma de contención) y apoyo del tablero.

La base de los estribos cerrados simples se puede subdividir en tres zonas (figura 1.14), cuyas dimensiones se recomienda que varíen como se muestra en la Tabla 1.2.



**Tabla 1.2 Valores nominales en la base de un estribo cerrado**

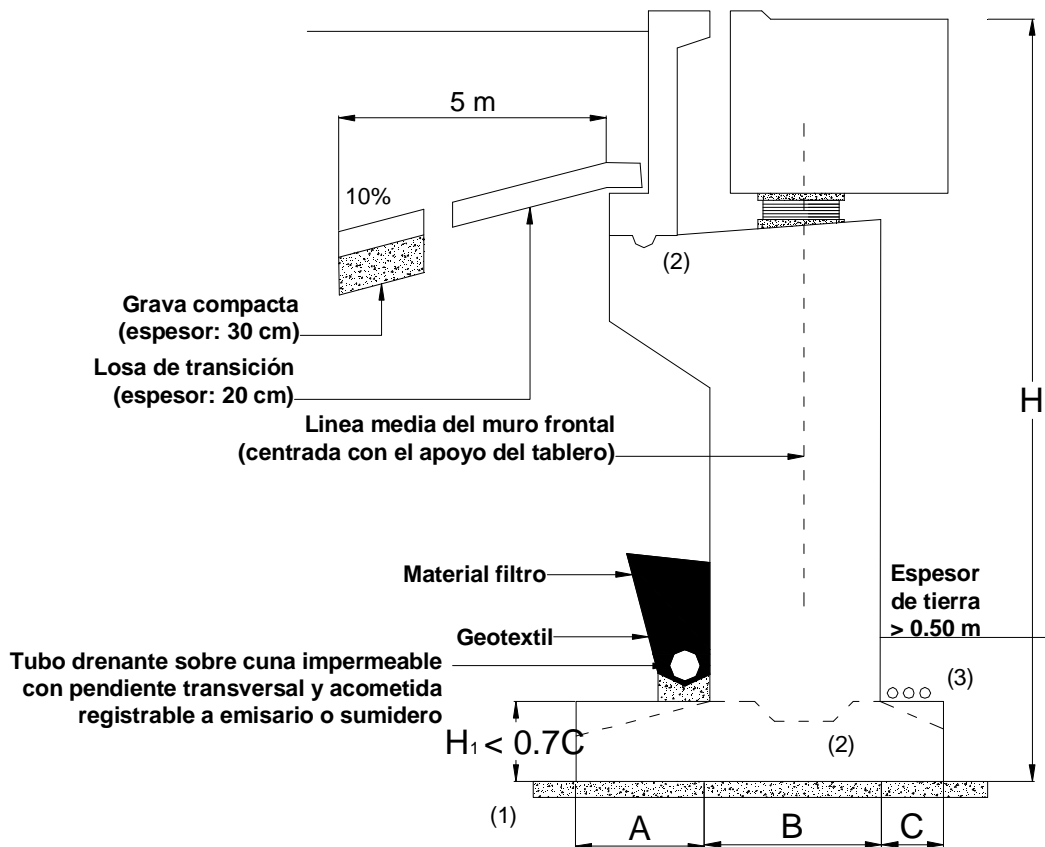
Zona de la base del estribo		
A	B	C
$H/6$ a $H/3$	$H/12$ a $H/8$	$H/6$ a $H/4$

En la Tabla 1.2,  $H$  es la altura en metros, medida de la superestructura hasta el estrato de suelo de cimentación del estribo.

Se recomienda que el peralte total de la cimentación,  $H_1$ , sea:

$$H_1 \leq 0.70C \tag{1.1}$$

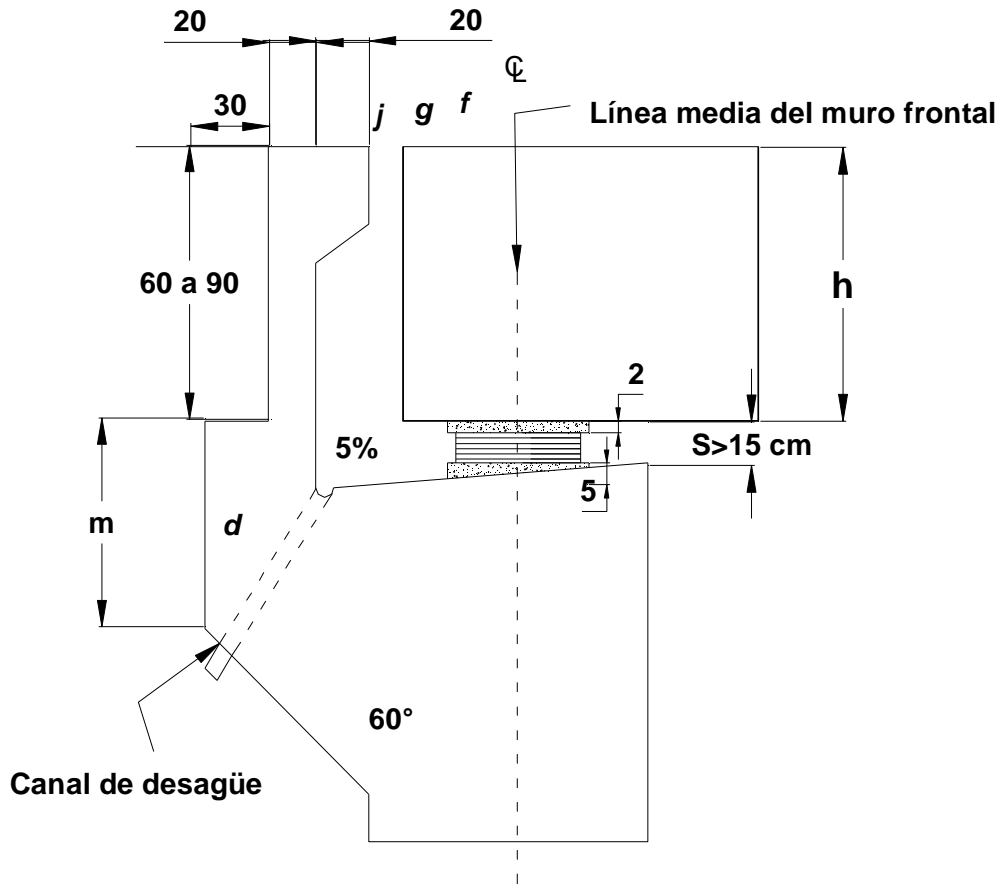
donde,  $C$  es la distancia en metros, obtenida de la Tabla 1.2.



**Figura 1.14 Morfología de un estribo cerrado simple**



En cuanto al respaldo del estribo y al apoyo del tablero, se recomiendan los valores geométricos, en centímetros, definidos en la figura 1.15.



**Figura 1.15 Apoyos del tablero y muro de respaldo de un estribo cerrado**

Se recomienda que la altura del muro de respaldo del estribo sea de 60 cm a 90 cm, con un resaque de 30 cm y con 40 cm en su parte superior. Se debe colocar un tubo embebido para actuar como dren. El apoyo en su corona debe tener pendiente (5%) para canalizar el agua a dicho tubo de dren, y la superestructura debe tener un goterón para canalizar el agua de lluvia a esa zona.

La altura del apoyo debe ser como mínimo de  $S \geq 15 \text{ cm}$ , con una altura mínima de 2 cm y 5 cm, arriba y debajo de él, respectivamente.



La holgura mínima por temperatura de montaje debe ser:

$$j_{\text{mín}} = 3 \text{ cm} \quad (1.2)$$

El espesor mínimo del sellado de los cojinetes de los anclajes, debe ser:

$$g_{\text{mín}} = 15 \text{ cm} \quad (1.3)$$

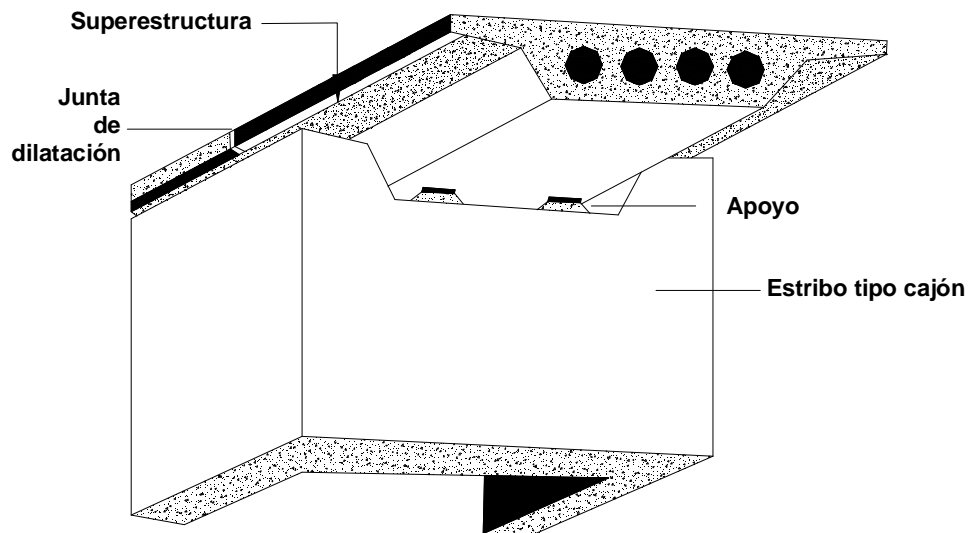
La altura  $m$  en la parte interior del muro de respaldo debe ser tal que,

$$d \geq 50 \text{ cm} \quad (1.4)$$

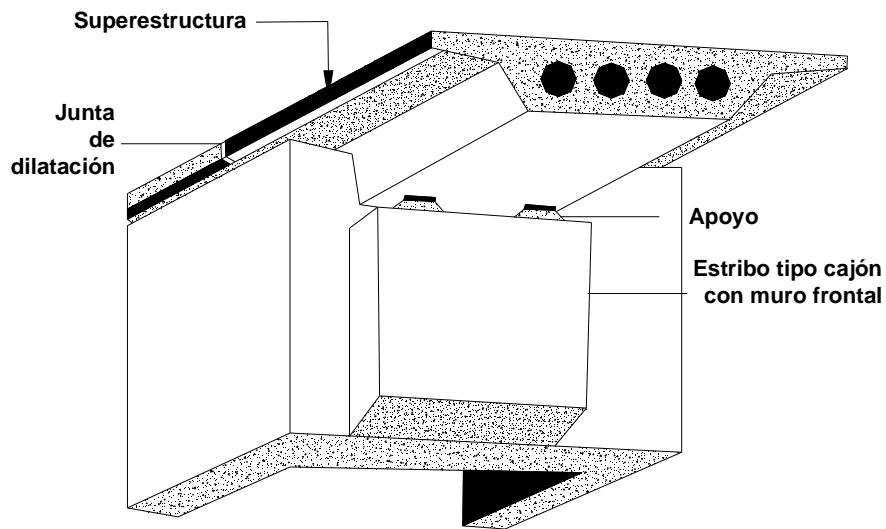
Considerando que  $h$  ( $m$ ) es el peralte de la superestructura (figura 1.15), por el efecto conjunto de la reacción y fuerza de pretensado, se debe considerar una distancia  $f_{\text{mínima}}$ ,

$$f_{\text{mínima}} = \frac{h}{6} \quad (1.5)$$

Las figuras 1.16 y 1.17 muestran dos tipos de estribos cerrados, en este caso se presenta la perspectiva de un estribo cerrado simple y un estribo con muro frontal resaltado.

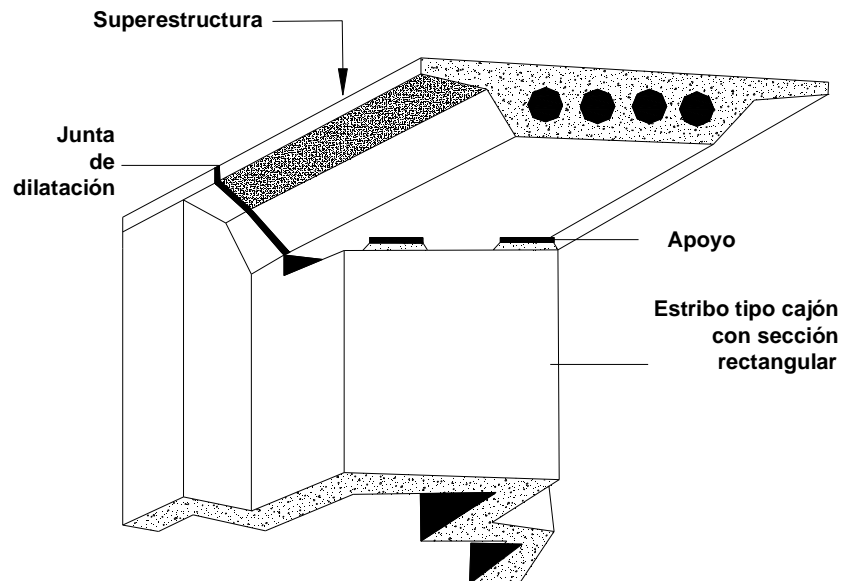


**Figura 1.16 Perspectiva de un estribo cerrado simple**

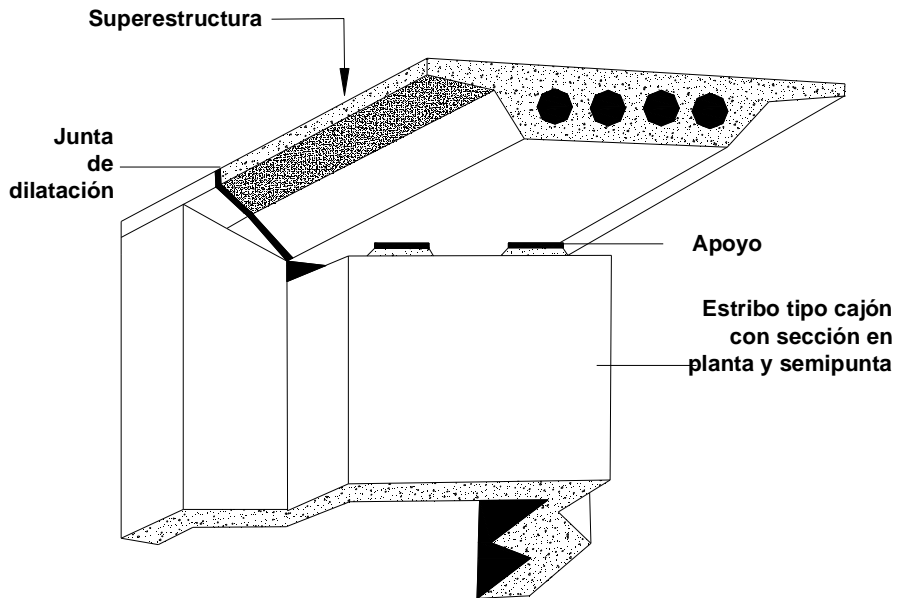


**Figura 1.17 Perspectiva de un estribo con muro frontal resaltado**

Cuando se tienen secciones cajón que forman el tablero de un puente, se pueden realizar algunas variantes en la distribución y forma del estribo. Colocando un estribo que reciba francamente el tablero por medio de una sección rectangular con entrantes y salientes (figura 1.18) o realizando una transición suave por medio de una pendiente en planta, para formar una sección con forma de semipunta (figura 1.19).

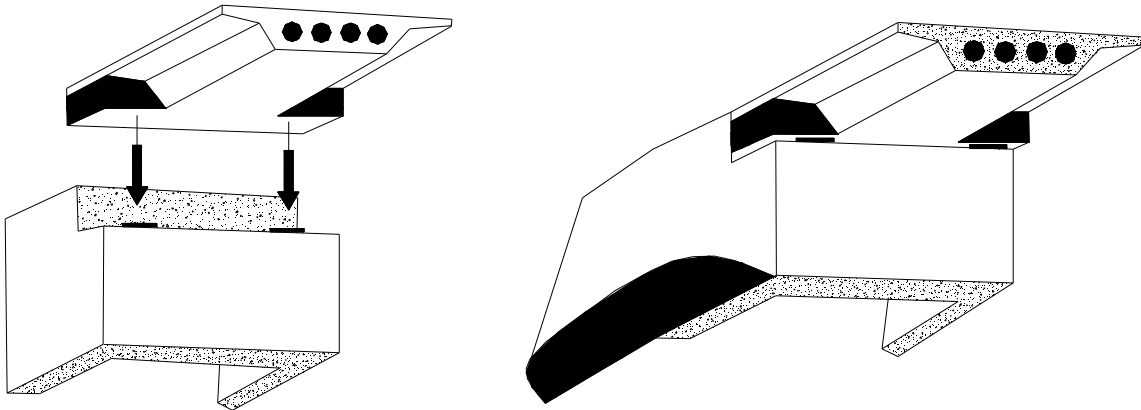


**Figura 1.18 Estribo con sección rectangular**



**Figura 1.19 Estribo con sección en planta y semipunta**

Existe también la posibilidad de colocar una viga diafragma con peralte constante, en el extremo del tablero (figura 1.20), con el fin de que este descansa uniformemente sobre el cabezal del muro del estribo. Lo anterior permite aumentar el par producido por el momento en los apoyos, simplifica la geometría de la corona del muro frontal del estribo, pero su ejecución es más laboriosa.



**(a) Viga diafragma con peralte uniforme**

**(b) Tablero colocado**

**Figura 1.20 Alternativa geométrica de la forma final del tablero**



En la práctica se acostumbra adaptar la forma del asiento en la corona del estribo a la forma de la sección cajón que forma el tablero del puente (figura 1.21).



**Figura 1.21 Corona del estribo adoptando la forma de la sección cajón del tablero**

Cuando el tablero está formado por vigas con sección abierta, en ocasiones se usa una solución poco recomendable (figura 1.22). El estribo no tiene un elemento que sirva para recibir las fuerzas horizontales producidas por el tablero, es decir, no se le coloca una viga diafragma entre la parte del muro de cabecero del estribo y las vigas del tablero, las cuales se colocan simplemente apoyadas sobre el cabezal del estribo.

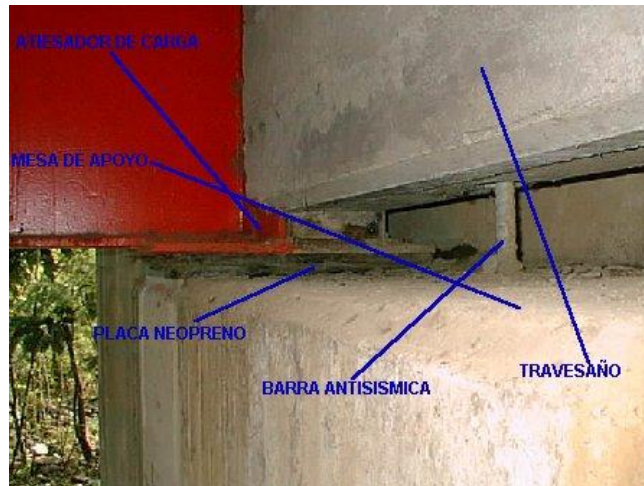


**Figura 1.22 Estribo sin viga diafragma entre el muro de respaldo y las vigas**





La solución anterior se puede mejorar si se coloca una viga rígida que sirve de diafragma (imposta) al final de las vigas en el apoyo, lo que permite tener una sección más rígida engruesando las almas de las vigas en el apoyo y ayudando a una mejor distribución de la fuerza horizontal producida por el tablero y transmitida al muro cabecero del estribo (figura 1.23).



**Figura 1.23 Viga diafragma transversal entre las vigas del tablero y el muro de respaldo del estribo**

Una mejor solución que las dos anteriores es colocar un elemento rígido en la parte superior e inferior del extremo del estribo, que puede servir como tope sísmico (figura 1.24).



**Figura 1.24 Solución con vigas laterales y diafragmas**



### 1.2.2.3 Estribos monolíticos y tipo asiento

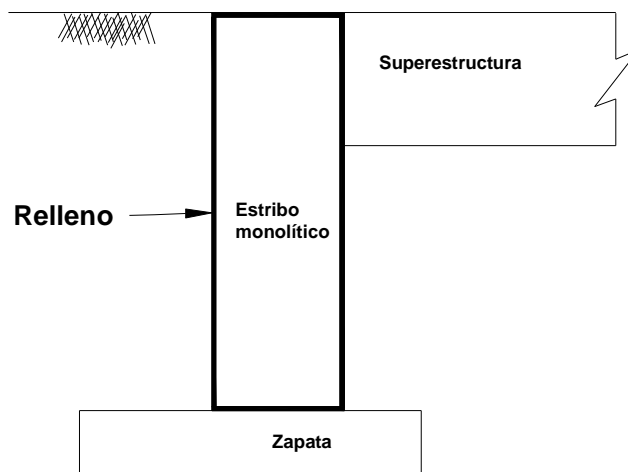
Con respecto a la conexión entre la parte superior del estribo y la superestructura del puente, los estribos se pueden agrupar en dos categorías:

- Estribos tipos diafragmas o monolíticos
- Estribos tipo asiento

Los estribos monolíticos están contruidos monolíticamente con la superestructura del puente, por lo que no hay desplazamientos relativos entre la superestructura y el estribo (figura 1.25).

Todas las fuerzas de la superestructura en el apoyo del puente son transmitidas al cabezal del estribo y éstas las transmiten al respaldo del estribo y luego a la zapata.

La ventaja de este tipo de estribo es el bajo costo inicial de construcción, además de que la energía que transmite el puente al estribo es absorbida por el terreno atrás del respaldo del estribo, sin embargo la presión pasiva transmitida por el suelo al respaldo del estribo genera diseños complicados y se espera un alto costo de mantenimiento. Este tipo de estribos normalmente se emplea en puentes con claro corto.



**Figura 1.25 Estribo monolítico**



Los estribos tipo asiento se construyen de manera separada de la superestructura del puente. La superestructura del puente se asienta sobre el cabezal del estribo a través de un apoyo elastomérico o de otro tipo.

Este tipo de estribo permite considerar las fuerzas que la superestructura transmite al respaldo del estribo.

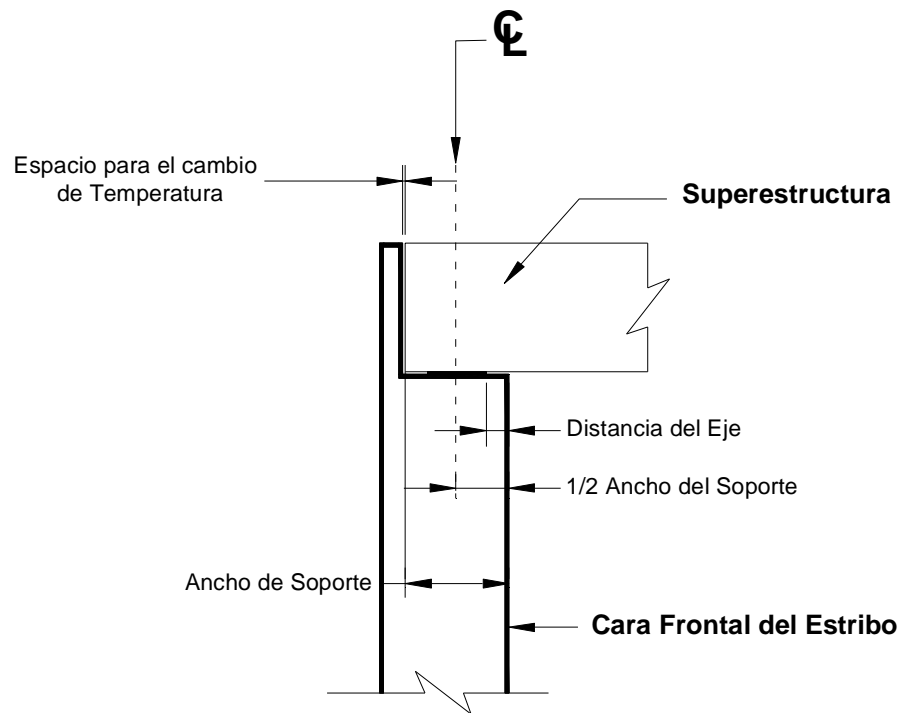
Ajustando los elementos restrictores entre la superestructura y el estribo, se pueden controlar los desplazamientos del puente. La longitud del estribo tipo asiento puede ser corta o alta, según sea la demanda del proyecto.

En los estribos tipo asiento cortos la rigidez del estribo normalmente es mucho mayor que el elemento de la conexión entre el estribo y la superestructura. Por tanto los elementos de conexión pueden ser tratados como condiciones de apoyo en el análisis del puente.

Comparativamente un estribo tipo asiento alto puede estar sujeto a mayores desplazamientos bajo fuerzas relativamente menores. La rigidez de un respaldo alto y la respuesta del suelo alrededor de él, deben ser consideradas durante el análisis del puente.

La posibilidad de que se desplacen los elementos conectores, la tolerancia de la estructura a la expansión y la contracción del concreto, hacen que este tipo de estribo sea ampliamente seleccionado en el diseño de puentes largos, especialmente en puentes de concreto preesforzado y de acero.

Aunque el costo inicial de los estribos tipo asiento es relativamente más alto que el de los estribos monolíticos, su costo de mantenimiento es relativamente bajo (figura 1.26).

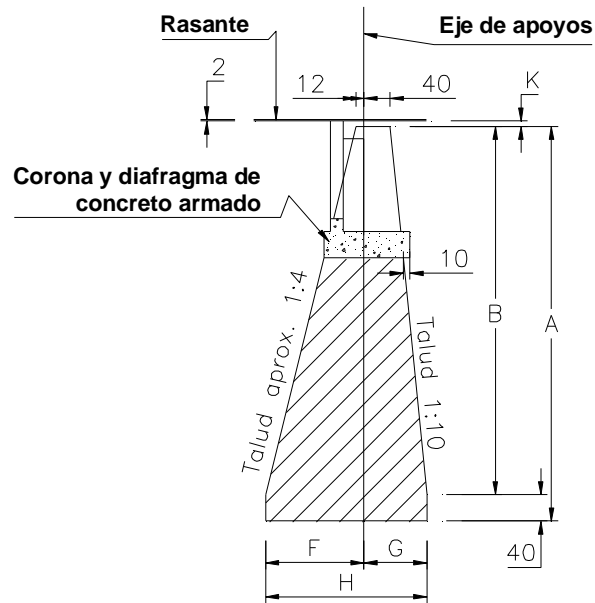


**Figura 1.26 Estribo tipo asiento**

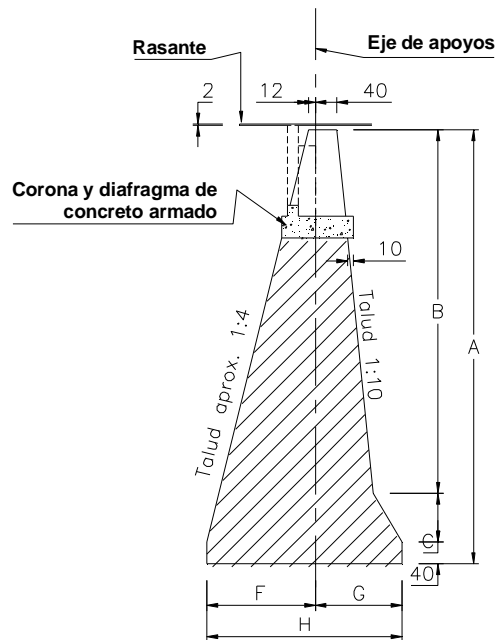
#### 1.2.2.4 Estribos de mampostería con aleros

Los estribos de mampostería con aleros se construirán de mampostería de tercera, con mortero cemento 1:5. Según sea la capacidad de carga admisible del terreno de desplante, 2, 3 ó  $4kg/cm^2$ , las dimensiones de los aleros cambian.

Se puede considerar básicamente dos tipos de aleros, (I y II), que se muestran en la figura 1.27.



(a) Estribos de mampostería Tipo I



(b) Estribos de mampostería Tipo II

Figura 1.27 Estribos de mampostería



En la tabla 1.3, se muestran las dimensiones de los estribos de mampostería, para el caso de una capacidad de carga admisible del terreno de  $2\text{kg}/\text{cm}^2$ . En la tabla 1.4, para una capacidad de  $3\text{kg}/\text{cm}^2$ , y en la tabla 1.5 para una capacidad de  $4\text{kg}/\text{cm}^2$ .

**Tabla 1.3 Dimensiones de los estribos Tipo I y II, para  $q_a = 2\text{kg}/\text{cm}^2$**

Claro de Losa		8 a 14 m								
Compresión permisible en el Terreno: 2 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	II	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	520	550	590	620	650	635	620	620	620
	C	40	110	170	240	310	425	540	640	740
	D	140	148	158	166	173	170	166	166	166
	E	92	95	99	102	105	104	102	102	102
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	130	170	210	250	290	350	410	520	520
	H	280	345	410	475	540	625	710	790	870

Claro de Losa		15 a 28 m								
Compresión permisible en el Terreno: 2 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	II	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	470	510	550	580	610	595	580	575	570
	C	90	150	210	280	350	465	580	685	790
	D	128	138	148	156	163	160	156	155	154
	E	84	91	95	98	101	100	95	95	97
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	150	190	230	270	310	370	430	485	540
	H	300	365	430	495	560	645	730	810	890



**Tabla 1.4 Dimensiones de los estribos Tipo I y II, para  $q_a = 3 \text{ kg/cm}^2$**

Claro de Losa		8 a 14 m								
Compresión permisible en el Terreno: 3 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	I	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	560	670	670	710	750	755	760	770	780
	C	-	40	90	150	210	305	400	490	580
	D	-	165	178	188	198	199	201	203	206
	E	-	102	107	111	115	116	116	117	118
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	96	130	160	190	220	260	300	340	380
H	246	305	360	415	470	535	600	665	730	

Claro de Losa		15 a 28 m								
Compresión permisible en el Terreno: 3 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	II	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	520	560	610	650	690	695	700	710	720
	C	40	100	150	210	270	365	460	550	640
	D	140	1850	163	173	183	184	186	188	191
	E	92	96	101	105	109	110	110	111	112
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	120	150	180	210	240	280	320	360	400
H	270	325	380	435	490	555	620	685	750	



**Tabla 1.5 Dimensiones de los estribos Tipo I y II, para  $q_a = 4 \text{ kg/cm}^2$**

Claro de Losa		8 a 14 m								
Compresión permisible en el Terreno: 4 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	I	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	560	620	700	760	820	850	880	920	960
	C	-	40	60	100	140	210	280	340	400
	D	-	165	185	200	215	223	230	240	250
	E	-	102	110	116	122	125	128	132	136
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	96	120	140	160	180	210	240	265	290
H	246	295	340	385	430	485	540	590	640	

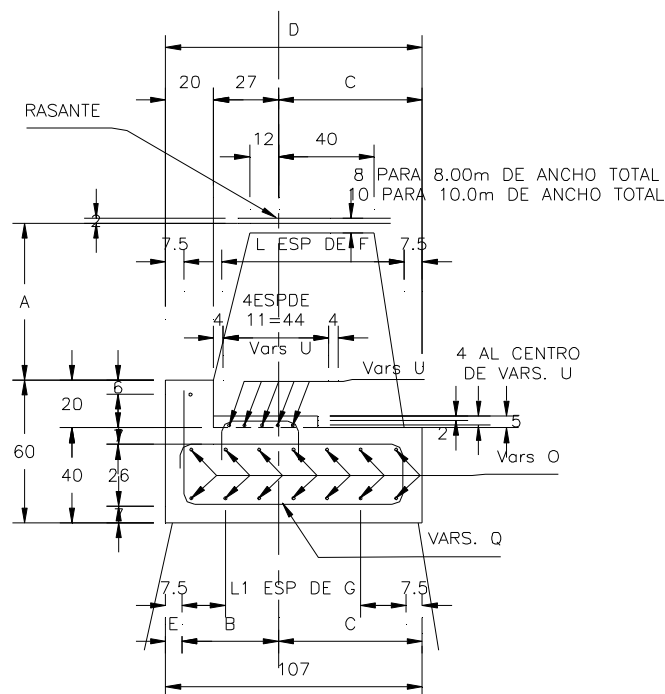
Claro de Losa		15 a 28 m								
Compresión permisible en el Terreno: 4 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
	Tipo	I	II	II	II	II	II	II	II	II
	B	560	620	660	710	760	780	800	840	880
	C	-	40	100	150	200	280	360	420	480
	D	-	165	175	188	200	205	211	221	230
	E	-	102	106	111	116	118	120	124	128
	F	150	175	200	225	250	275	300	325	350
	G	96	125	150	175	200	230	260	285	310
H	246	300	350	400	450	505	560	610	660	





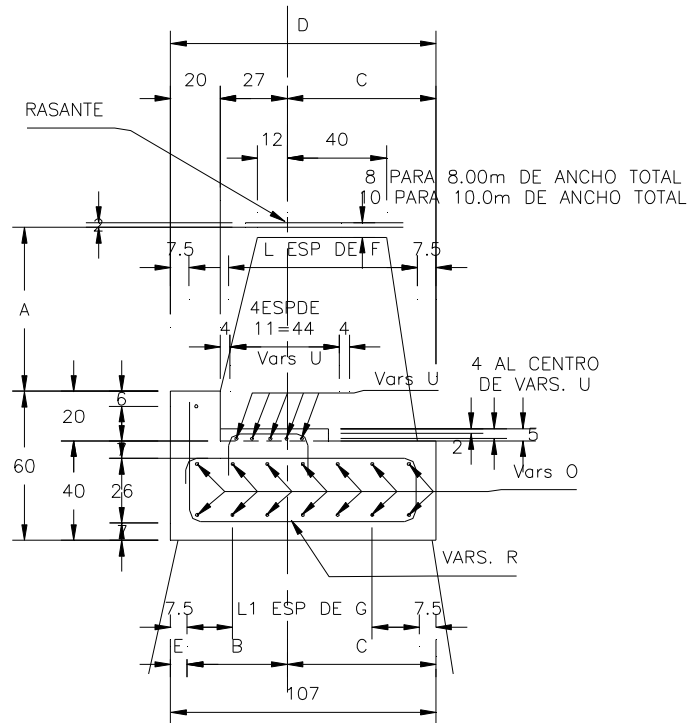
### 1.2.2.5 Estribos de mampostería con aleros para losas planas y para losas planas aligeradas

Los estribos de mampostería con aleros para los puentes con tableros formados por losas planas y losas planas aligeradas, sus coronas y diafragmas se construyen con concreto de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con un revenimiento de  $5 \text{ cm}$  a  $10 \text{ cm}$  y un agregado grueso con tamaño máximo de  $4 \text{ cm}$ . En el momento del colado se vibra el concreto y se verifica que las varillas no presenten oxido, éstas deben de ser consideradas con un esfuerzo de fluencia de  $f_y \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$ , sean corrugados. La cimbra de los diafragmas se retirará a los cuatro días, como mínimo después de haber efectuado el colado. La construcción de los terraplenes de acceso sobre el nivel de la corona se podrá iniciar a los 14 días después de haber realizado el colado de los diafragmas, si se usa cemento tipo I o III a los 28 días. En la figura 1.28 se muestra un esquema de los estribos de mampostería con aleros, más empleados en la práctica profesional.



(a) Estribo Tipo I

Figura 1.28 Estribos de mampostería con aleros



**(b) Estribo Tipo II**

**Figura 1.28 Estribos de mampostería con aleros (continuación)**

En la figura 1.28, las dimensiones marcadas con literales se encuentran en centímetros y para cada tipo de estribos, los datos de estas dimensiones se muestran en la tabla 1.6 para el caso de estribos con aleros corona para losas planas macizas, y en la tabla 1.7 para el caso de estribos con aleros corona para losas planas aligeradas.

**Tabla 1.6 Dimensiones de los estribos de mampostería para losa plana**

Superestructura		Losa Plana Maciza de 8.00 m de ancho Total				Losa Plana Maciza de 10.00 m de ancho Total			
Claro (m)		8	10	12	14	8	10	12	14
Tipo		I	I	I	I	I	I	I	I
Dimensiones (cm)	A	66	76	86	96	67	77	87	97
	B	37	39	42	44	36	39	41	44
	C	60	61	62	63	60	61	62	63
	D	107	106	109	110	107	108	109	110
	E	10	5	5	3	11	8	6	3
	F	18	19	19	19	18	19	19	19
	G	30	31	31	32	30	31	31	32
	H	35	35	35	35	35	34	34	35
	J	165	110	110	110	215	144	108	86
	Espacios (cm)	L	4	4	4	4	66	76	4
L1		2	2	2	2	66	76	2	2
M		2	2	3	3	66	76	3	3

**Tabla 1.7 Dimensiones de los estribos de mampostería para losa plana aligerada**

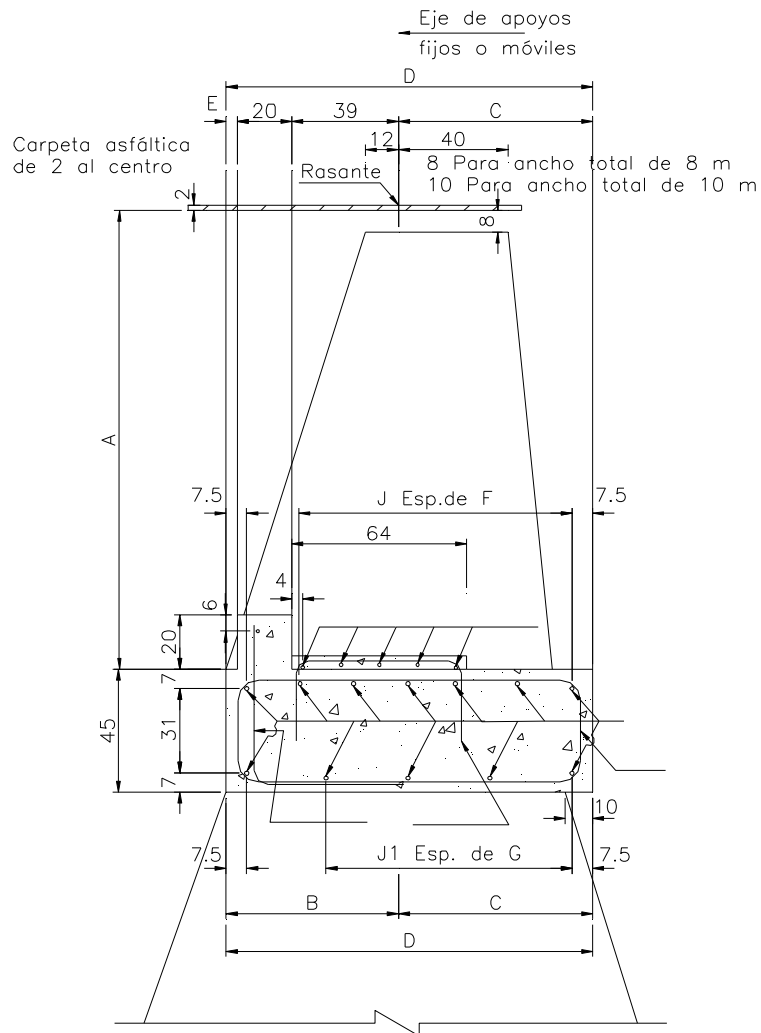
Superestructura		Losa Plana Aligerada de 8.00 m de ancho Total				Losa Plana Aligerada de 10.00 m de ancho Total			
Claro (m)		14	15	16	18	14	15	16	18
Tipo		I	II	II	II	I	II	II	II
Dimensiones (cm)	A	108	118	118	128	109	119	119	129
	B	47	50	50	52	47	45	49	52
	C	64	65	65	66	64	65	65	66
	D	111	115	115	118	111	114	114	118
	E	---	3	3	5	---	2	2	5
	F	19	20	20	18	19	20	20	18
	G	32	20	25	30	32	25	25	30
	H	35	35	34	34	34	34	35	35
	J	110	110	83	83	108	108	86	86
	Espacios (cm)	L	4	4	4	5	4	4	4
L1		2	3	3	3	2	3	3	3
M		3	3	4	4	4	4	5	5



### 1.2.2.6 Estribos de mampostería con aleros y coronas para losas nervuradas

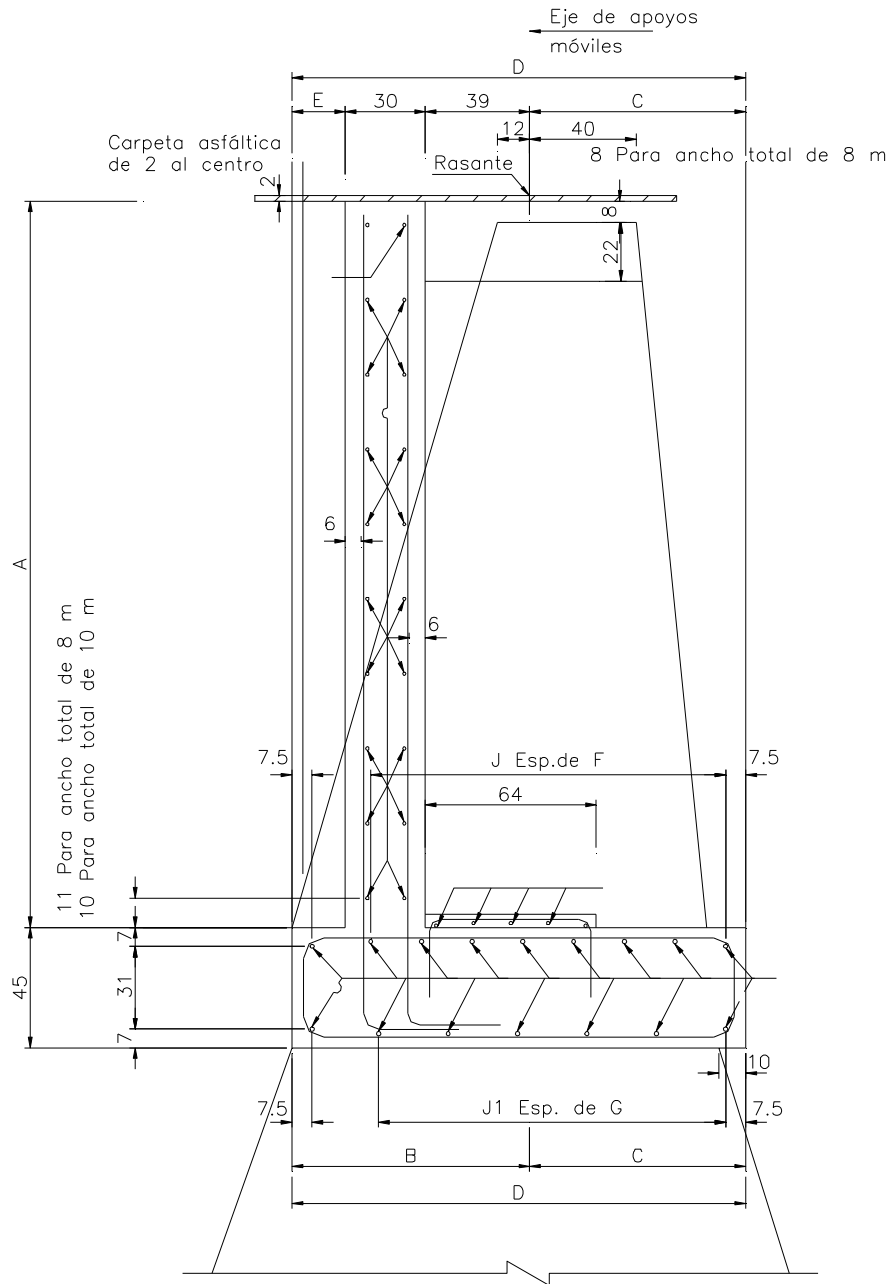
En la figura 1.29 se muestran las coronas tipo I y II, más comunes en la práctica para losas nervuradas.

En la tabla 1.8 se muestran las dimensiones de las coronas de los estribos de mampostería para losas nervuradas.



(a) Corona Tipo I

Figura 1.29 Coronas para estribos de mampostería



**(b) Corona Tipo II**

**Figura 1.29 Coronas para estribos de mampostería (continuación)**

**Tabla 1.8 Dimensiones de coronas de estribos para losas nervuradas**

Superestructura		Losas Nervadas de 8.00 m de ancho total			
Claro (m)		15 a 18 m	20 a 24 m	25 a 28 m (Apoyo Fijo)	25 a 28 m (Apoyo Móvil)
		I	I	I	II
Dimensiones	A	168	220	271	271
	B	63	76	89	89
	C	71	76	81	81
	D	134	153	170	170
	E	4	17	30	20
	F	20	20	19	19
	G	30	28	26	26
Espacios	J	5	6	7	7
	JI	3	4	5	5

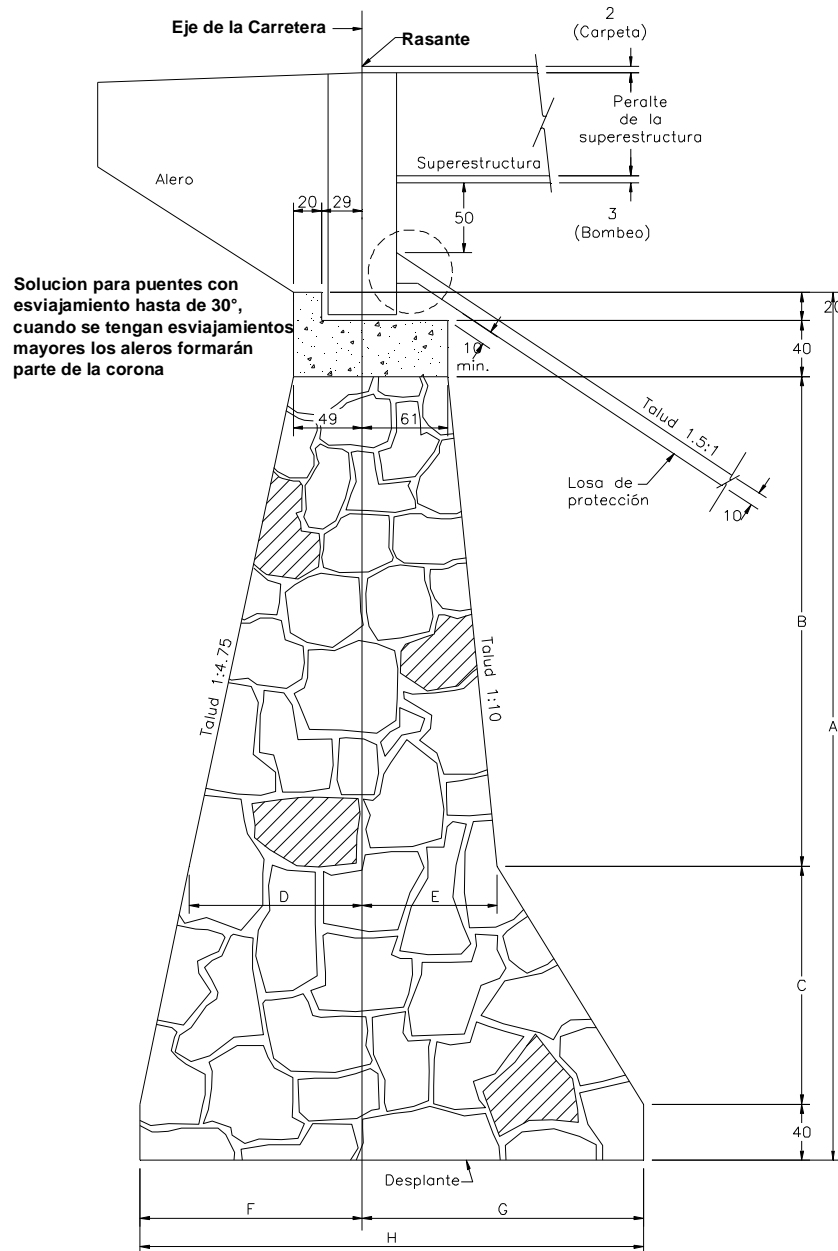
  

Superestructura		Losas Nervadas de 10.00 m de ancho total			
Claro (m)		15 a 18 m	20 a 24 m	25 a 28 m (Apoyo Fijo)	25 a 28 m (Apoyo Móvil)
		I	I	I	II
Dimensiones	A	169	221	272	272
	B	63	76	89	89
	C	71	76	81	81
	D	134	152	170	170
	E	4	17	30	20
	F	20	20	19	19
	G	30	28	26	26
Espacios	J	5	6	7	7
	JI	3	4	5	5



### 1.2.2.7 Estribos enterrados

El cuerpo de los estribos enterrados se construirá de mampostería de tercera con mortero cemento 1:5. En la figura 1.30, se muestra un estribo definido como enterrado.



**Figura 1.30 Estribo enterrado**





Las características geométricas de los estribos enterrados se muestran en la tabla 1.9.

**Tabla 1.9 Características geométricas de los estribos enterrados**

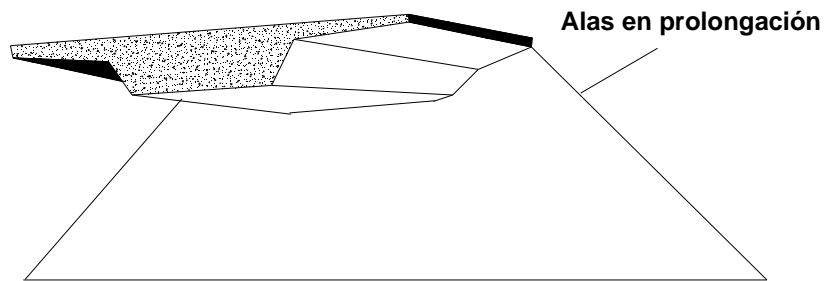
Ancho total de la Losa		8.00 m					10.00 m				
Compresión permisible en el Terreno: 2 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	600	700	800	900	1000
	B	350	345	340	360	380	350	345	340	360	380
	C	170	275	380	460	540	170	275	380	460	540
	D	123	122	121	125	129	123	122	121	125	129
	E	96	96	95	97	99	96	96	95	97	99
	F	158	180	201	222	243	158	180	201	222	243
	G	200	270	340	385	430	200	270	340	385	430
	H	358	450	541	607	673	358	450	541	607	673
	I	830	830	830	830	830	1030	1030	1030	1030	1030
	J	865	865	864	866	869	1065	1065	1064	1066	1068
	K	882	892	902	912	922	1082	1092	1102	1112	1122
Ancho total de la Losa		8.00 m					10.00 m				
Compresión permisible en el Terreno: 3 kg/cm <sup>2</sup>	A	600	700	800	900	1000	600	700	800	900	1000
	B	435	483	530	540	550	435	483	530	540	550
	C	85	137	190	280	370	85	137	190	280	370
	D	141	151	161	163	165	141	151	161	163	165
	E	105	109	114	115	116	105	109	114	115	116
	F	158	180	201	222	243	158	180	201	222	243
	G	157	196	237	279	320	157	196	237	279	320
	H	315	376	438	501	563	315	376	438	501	563
	I	830	830	830	830	830	1030	1030	1030	1030	1030
	J	874	878	883	884	885	1084	1078	1083	1084	1085
	K	882	892	902	912	922	1082	1092	1102	1112	1122



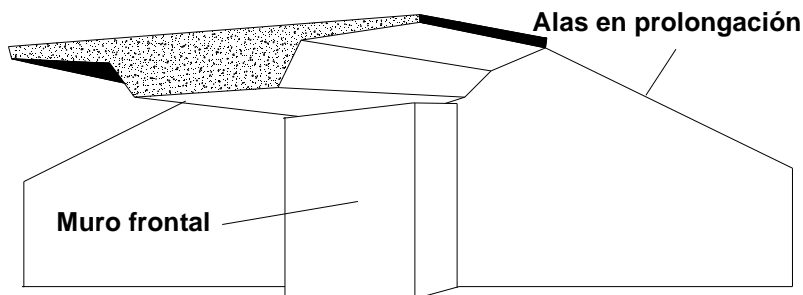
### 1.2.2.8 Otros tipos de estribos

Otra categoría de estribos son los que se mencionan a continuación y se muestran en la figura 1.31:

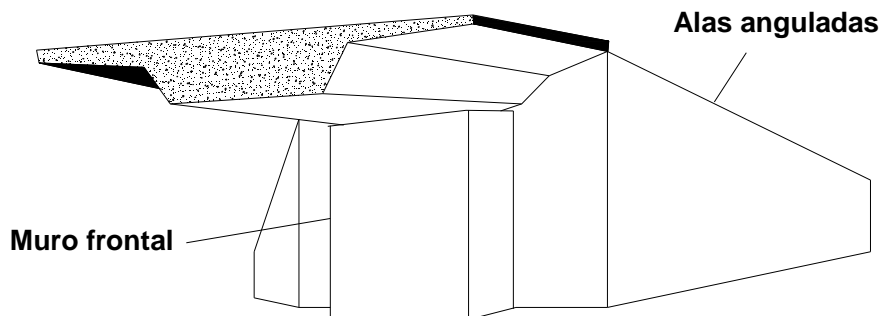
- a) Estribo compuesto por muro frontal con aletas en prolongación
- b) Estribo compuesto por muro frontal resaltado con aletas en prolongación
- c) Estribo compuesto por muro frontal resaltado con alas anguladas



**(a) Estribo compuesto por muro frontal con alas en prolongación**



**(b) Estribo compuesto por muro frontal resaltado con alas en prolongación**

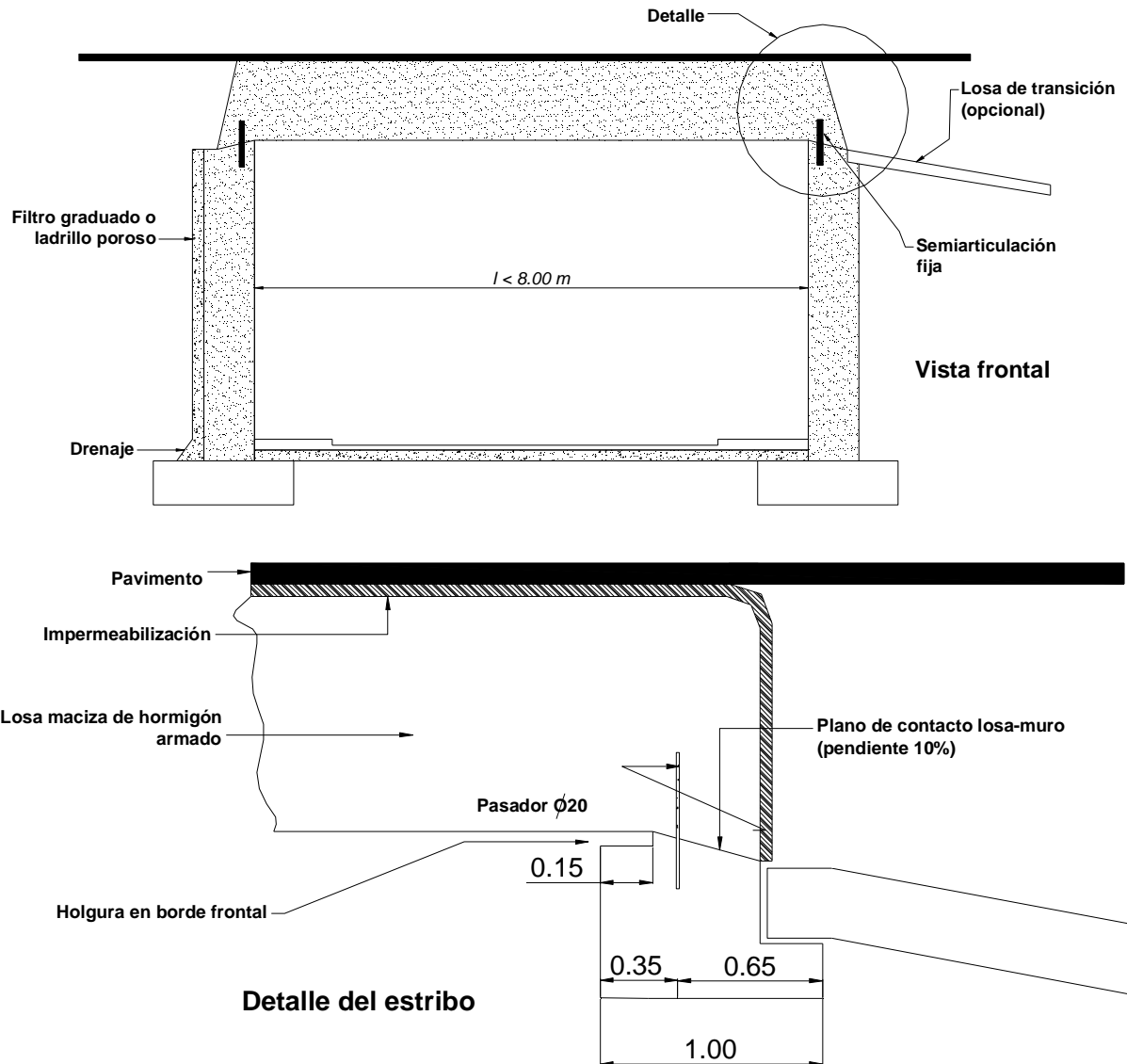


**(c) Estribo compuesto por un muro frontal resaltado con alas anguladas**

**Figura 1.31 Diferentes tipos de estribos**



Para el caso de puentes con longitud de claro pequeño,  $l \leq 8 \text{ m}$ , es posible utilizar estribos tipo marco, formado por muros en sus extremos, que funcionan como estribos y la losa del tablero puede ser diseñada hiperestáticamente o isostáticamente. En el caso de ser isostática, se deberá dejar un pasador o varilla como conector y que sirva de semiarticulación fija (figura 1.32).



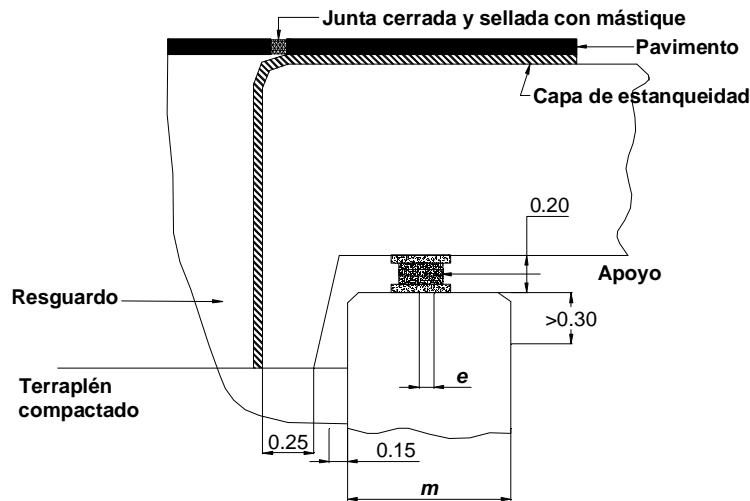
**Figura 1.32 Estribos para puentes con claros de longitud pequeña**



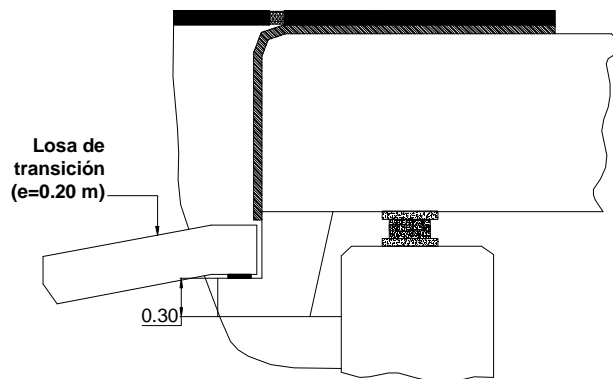
Si los movimientos del tablero son pequeños (claros cortos), se puede suprimir el muro del respaldo del estribo y reducir la junta de calzada a un simple sellado, tal y como se observa en la figura 1.33 (a). En donde la excentricidad entre el apoyo de neopreno y el eje del muro cabecero, es:

$$e = \frac{m}{6} \quad (1.6)$$

donde,  $m$  es el ancho del muro cabecero. Una variante de este tipo de estribos que considera una losa de transición se muestra en la figura 1.33 (b).



**(a) Estribo sin muro de respaldo del estribo**

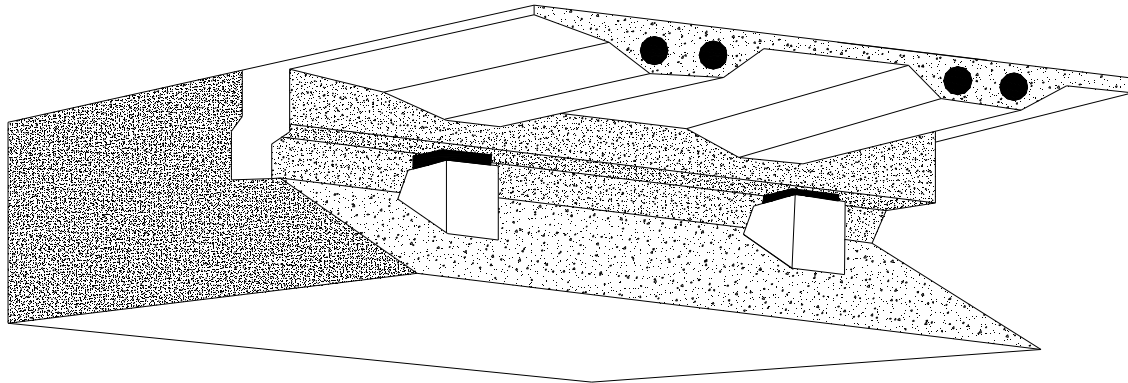


**(b) Variante con losa de transición**

**Figura 1.33 Detalle de las juntas de puentes con claros cortos sin muros de respaldo de los estribos**

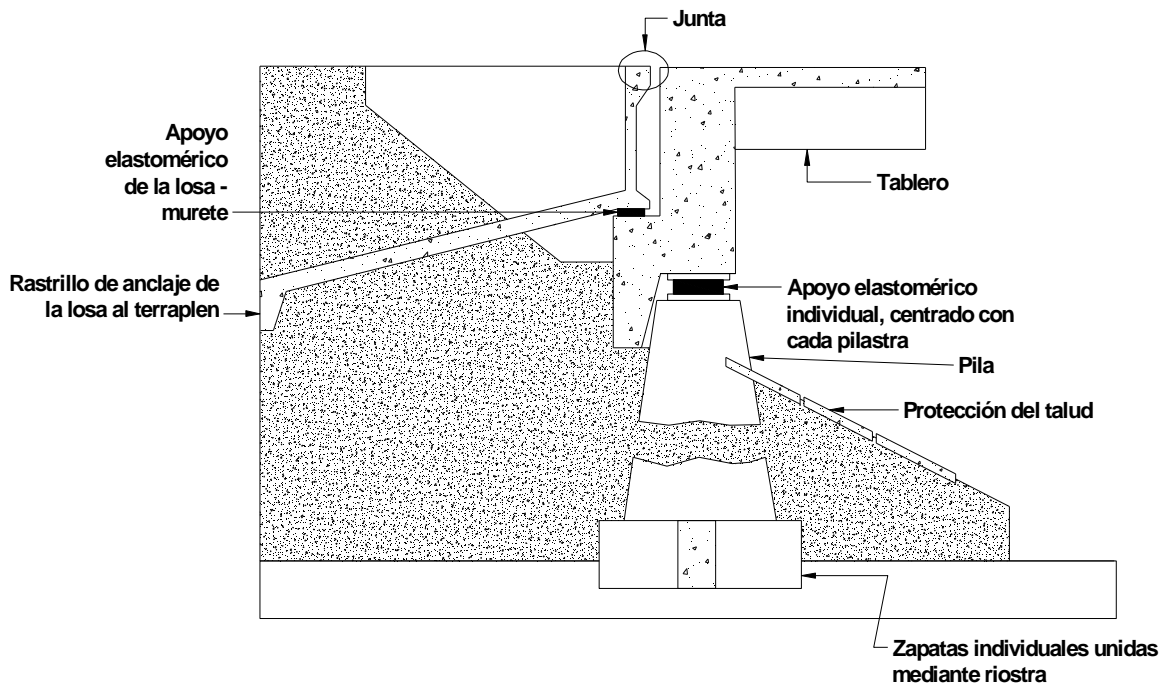


Se puede presentar el caso de que los estribos no tengan cabezal, en cuyo caso únicamente se tienen pilas o fustes en las que se apoya directamente sobre su corona la superestructura (figura 1.34).



**Figura 1.34 Estribo abierto sin cabezal**

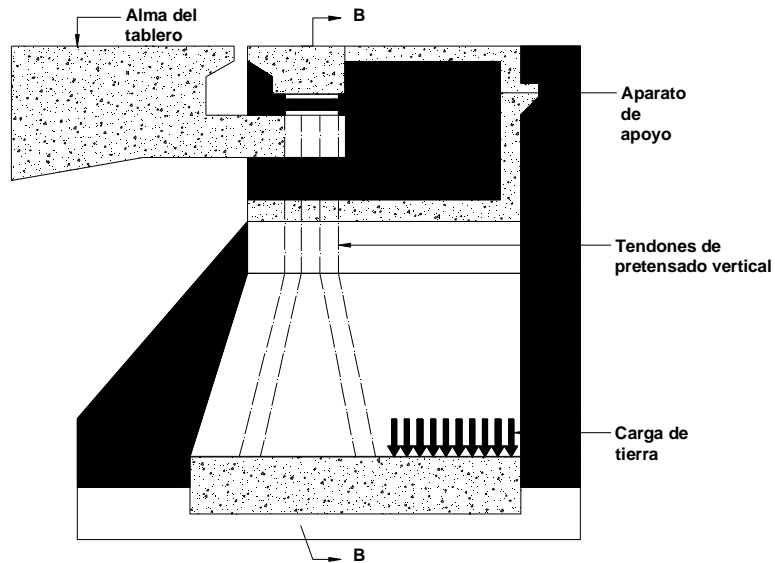
El detallado de la sección transversal de los estribos abiertos sin cabezal se muestra en la figura 1.35.



**Figura 1.35 Detallado de un estribo abierto sin cabezal**

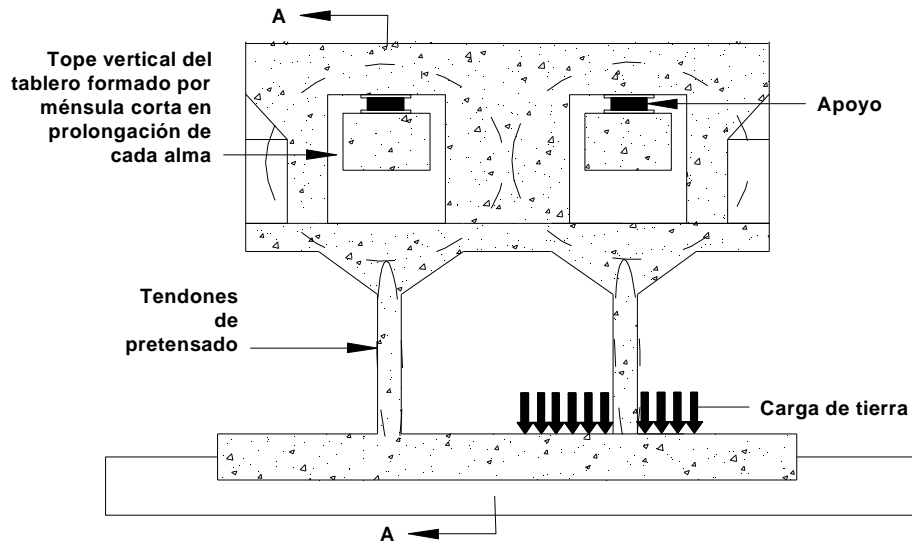


En puentes continuos, cuando el primer claro resulta corto, el tablero puede levantar el estribo, requiriéndose dispositivos especiales de apoyo y pesos muertos que funcionen como lastre (figura 1.36).



**Figura 1.36 Estribo abierto con contrapeso**

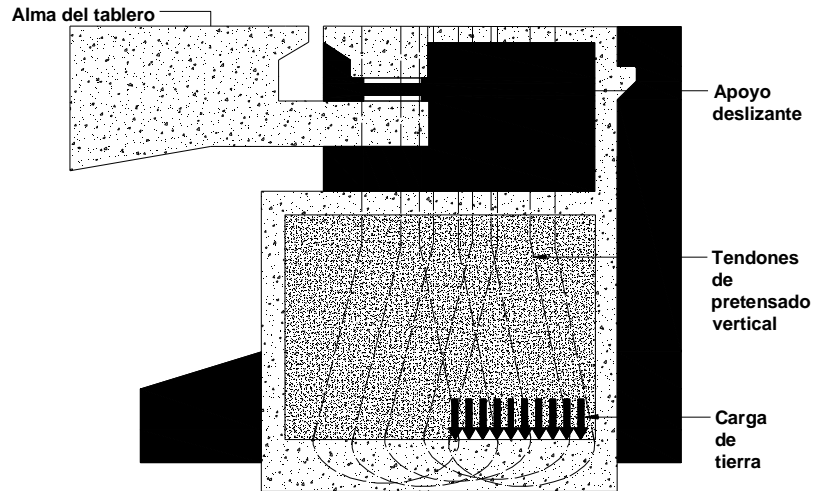
En estribos abiertos, el contrapeso se logra con el peso del suelo que se encuentra sobre la zapata corrida en la se apoyan las pilas o fustes (figura 1.37).



**Figura 1.37 Estribo abierto con contrapeso**

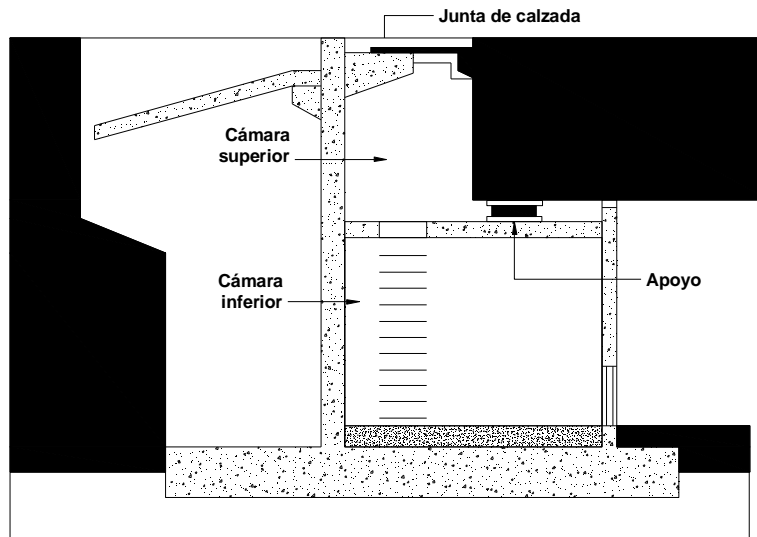


También es posible que en estribos cerrados, se logre contrarrestar el levantamiento del estribo, colocando grava, transmitiendo el tirón vertical de la reacción del tablero a través de las paredes laterales del cajón (figura 1.38).



**Figura 1.38 Estribo hueco lastrado (paredes sometidas a tensión)**

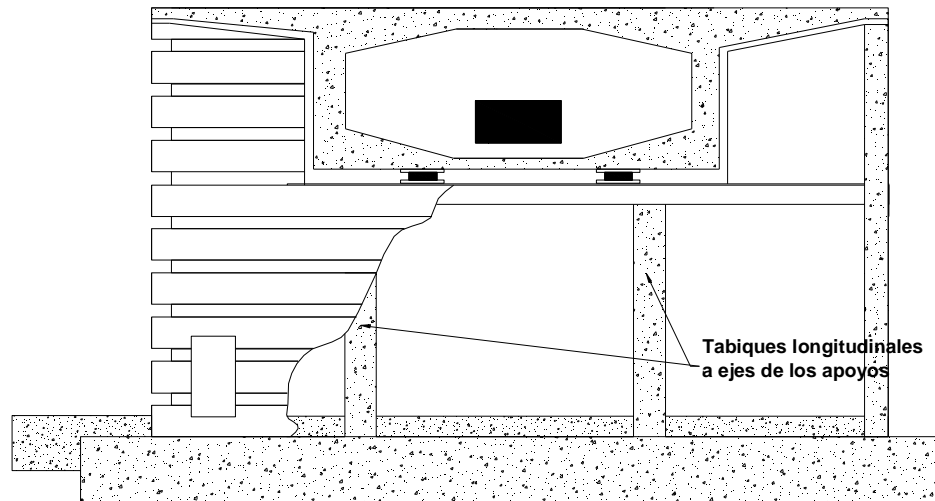
Cuando el tamaño de la junta de calzada es importante, como sucede en puentes con una longitud de claro grande, conviene reducir el espesor del muro frontal, diseñando un estribo hueco (figura 1.39). Esta disposición permite el acceso al interior del estribo para inspección.



**Figura 1.39 Estribo hueco para puente de gran claro con sección en cajón**

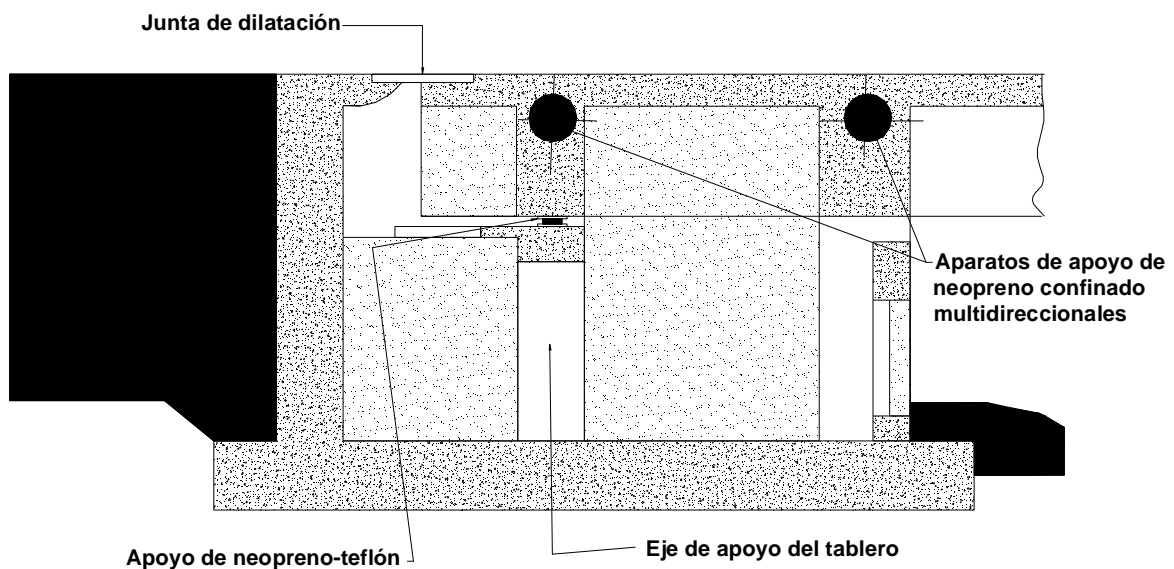


Con esta morfología, conviene disponer de tabiques en sentido longitudinal, para recoger convenientemente las reacciones del tablero (figura 1.40).



**Figura 1.40 Estribo hueco para puente de gran claro (vista frontal)**

En las figuras 1.41 se muestra un estribo que se considera como un empotramiento en su plano horizontal.

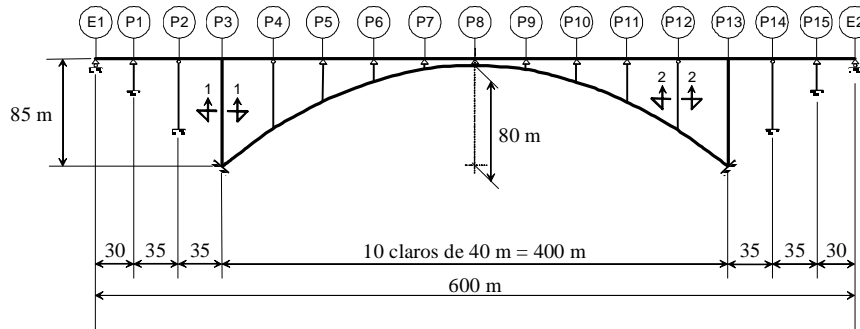


**Figura 1.41 Sección longitudinal (lateral) de un estribo que se considera un empotramiento**





Los estribos del tablero de un puente en arco con gran claro (figura 1.42), por su condición de análisis estructural requieren que los estribos estén empotrados en el plano horizontal.



**Figura 1.42 Modelo estructural y puente en arco con gran claro**

### 1.2.3 Consideraciones de diseño en estribos

En el diseño de un estribo normalmente intervienen cargas horizontales y verticales de la superestructura del puente, presiones del suelo verticales y laterales, carga gravitacional del estribo y la carga viva sobre el material del respaldo del estribo.

Un estribo puede ser diseñado para resistir daño debido a la presión de tierra, cargas gravitatorias de la superestructura del puente y del estribo, carga viva de la superestructura y la carga del relleno, cargas de viento y cargas transitorias transferidas a través de las conexiones entre la superestructura y el estribo. Cualquier combinación de esas fuerzas, que produzca la condición más severa debe ser la que rija en el diseño.

En la figura 1.43 se muestra el diagrama de flujo para las consideraciones de diseño y construcción de un estribo.

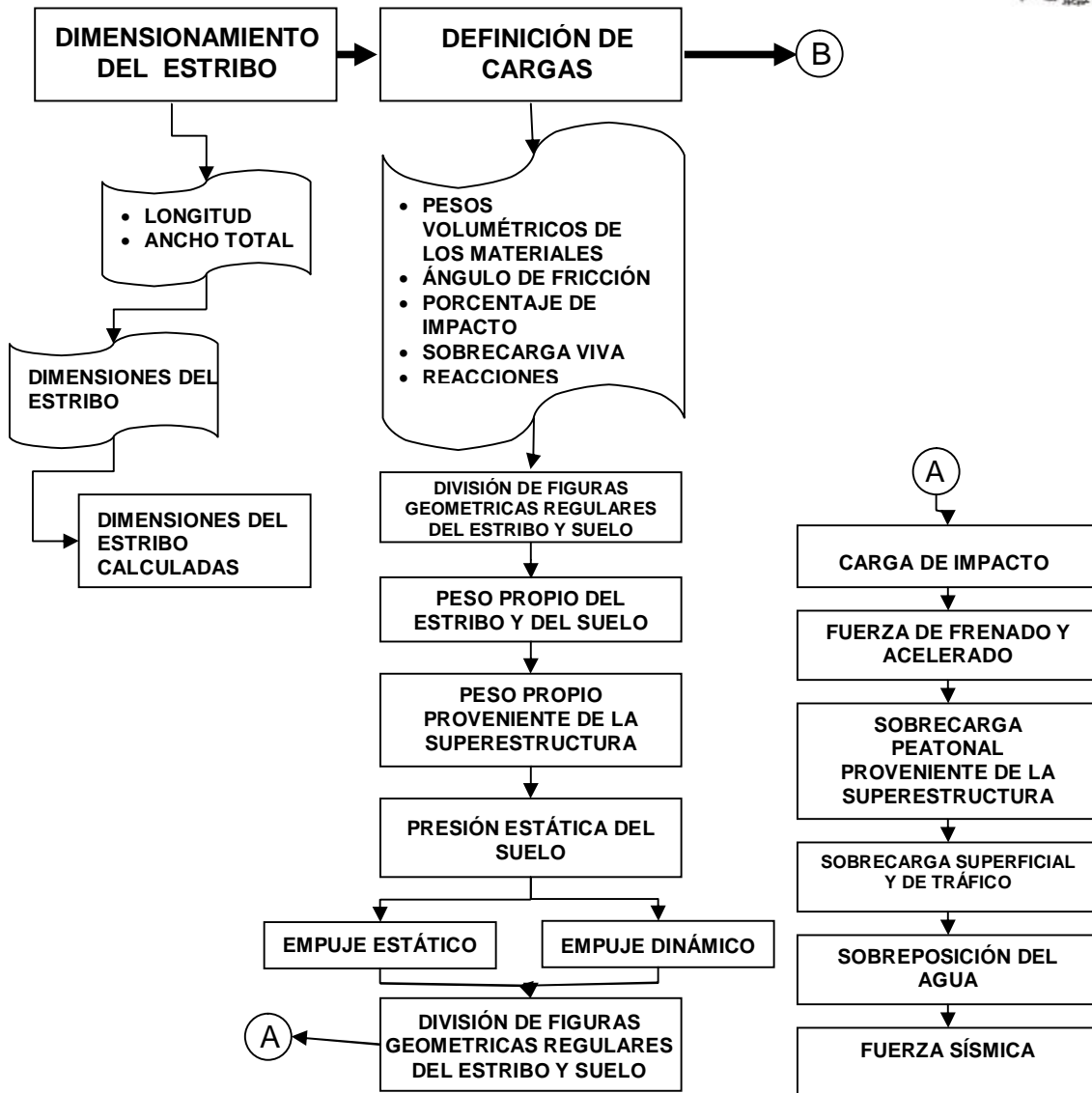
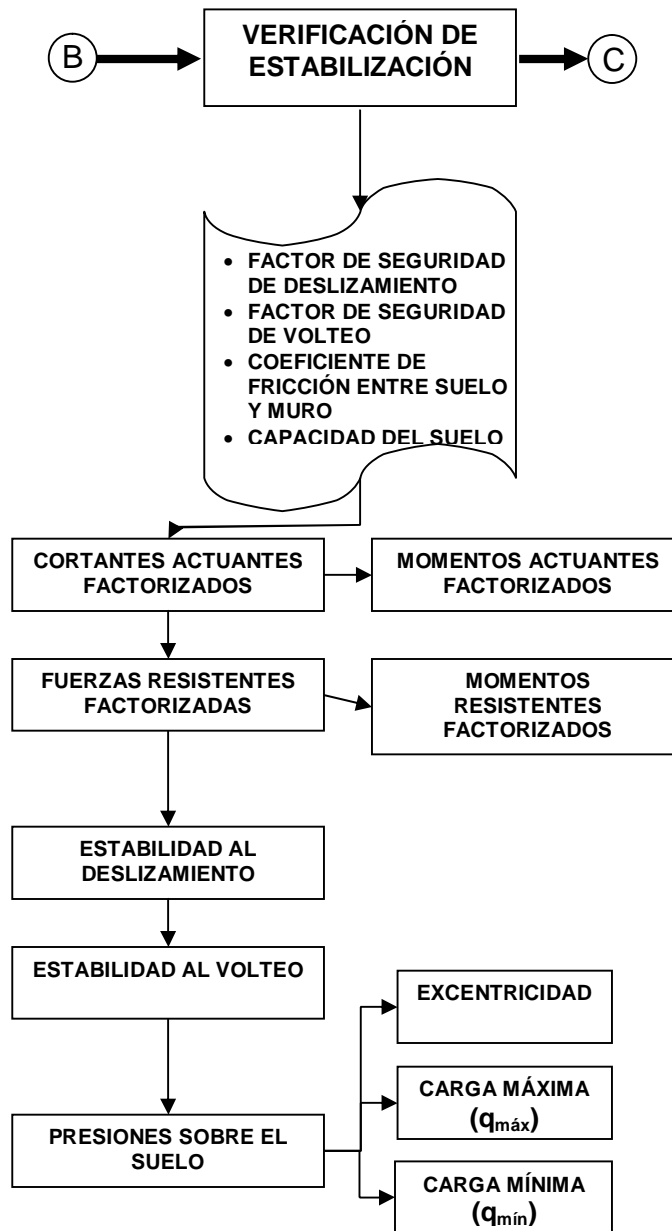
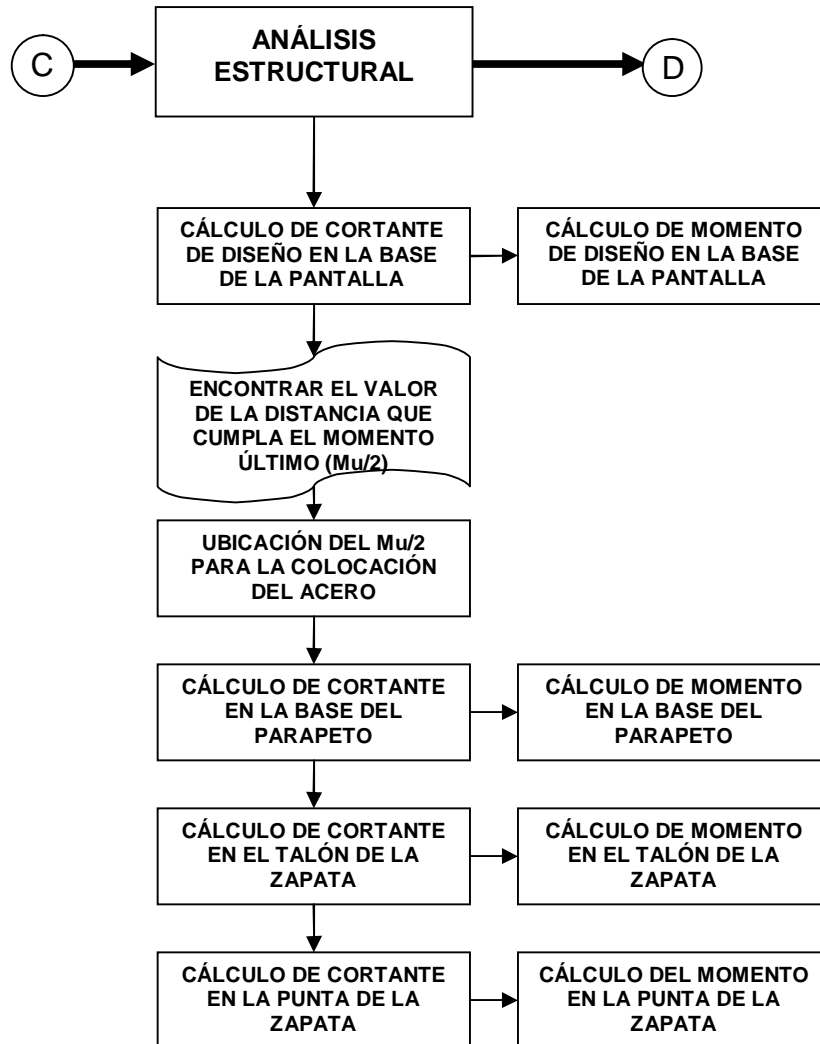


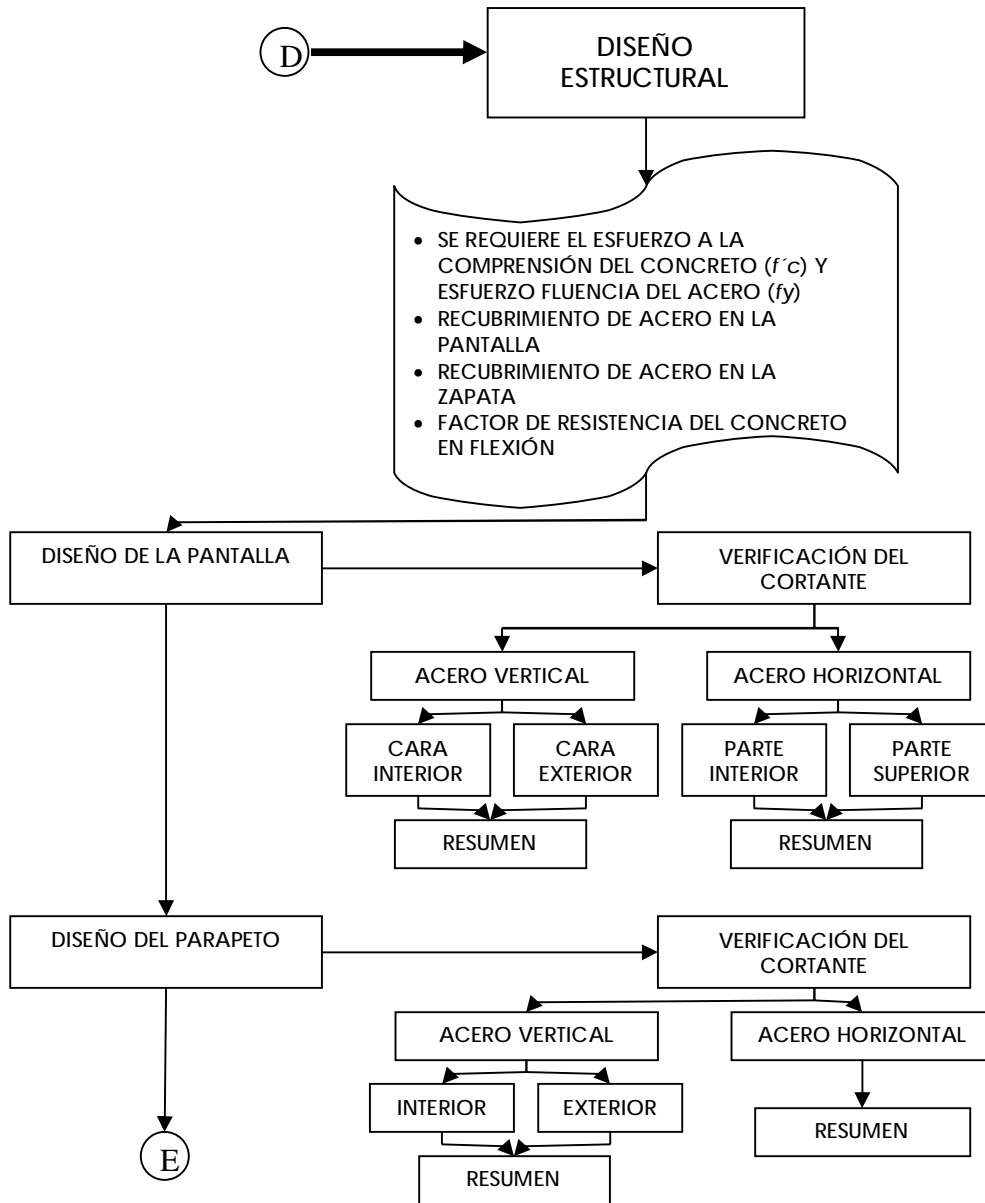
Figura 1.43 Diagrama de flujo para consideraciones de diseño



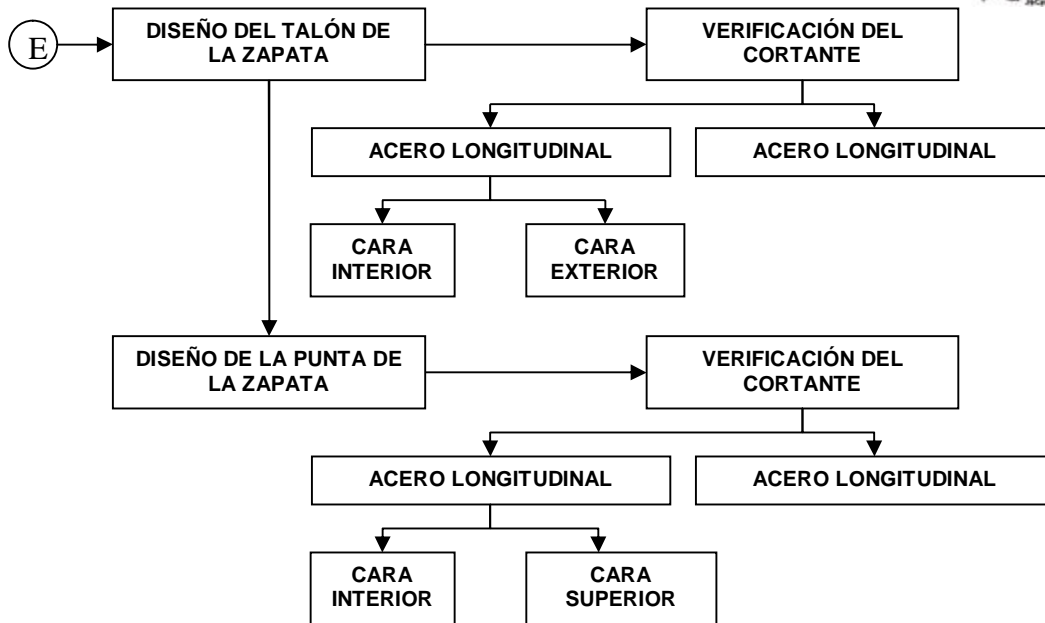
**Figura 1.43 Diagrama de flujo para consideraciones de diseño (continuación)**



**Figura 1.43 Diagrama de flujo para consideraciones de diseño (continuación)**



**Figura 1.43 Diagrama de flujo para consideraciones de diseño (continuación)**

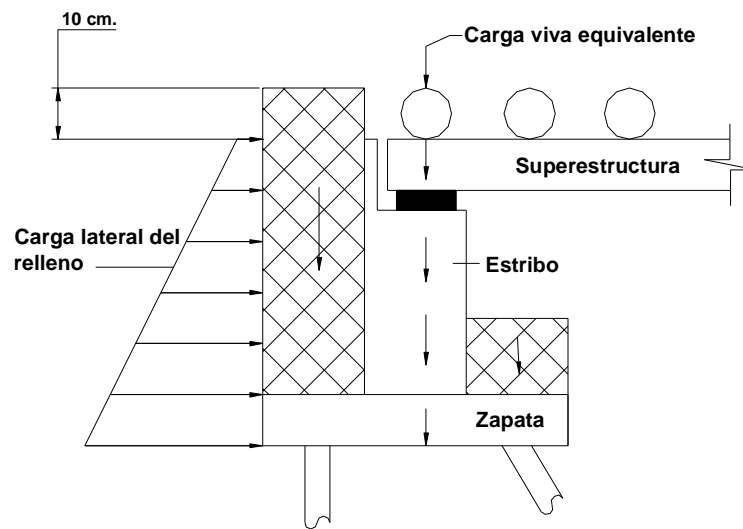


**Figura 1.43 Diagrama de flujo para consideraciones de diseño (continuación)**

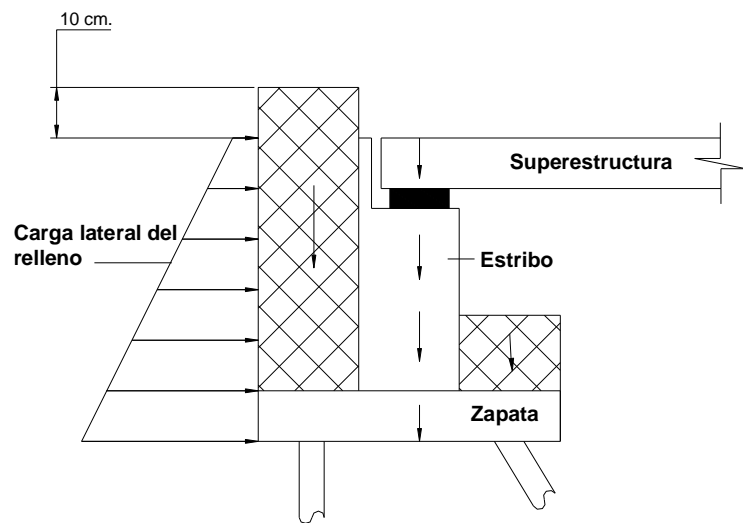
Para el diseño de un estribo del tipo integral o monolítico se deben considerar los efectos de las deformaciones de la superestructura del puente, incluyendo los movimientos por cambios de temperatura. Las cargas de diseño no sísmicas en el nivel de servicio, y sus combinaciones se muestran en la tabla 1.10 y en la figura 1.44.

**Tabla 1.10 Cargas de diseño de estribos (cargas de servicio)**

Cargas de diseño de los estribos	Caso				
	I	II	III	IV	V
Carga muerta de la superestructura	X	X	—	X	X
Carga muerta del muro y la zapata	X	X	X	X	X
Carga muerta de la tierra en el talón de la pared incluyendo sobrecarga	X	X	X	X	—
Carga muerta del terreno en el talón de la pared	X	X	X	X	—
Presión del terreno en la parte posterior de la pared incluyendo sobrecarga	X	X	X	X	—
Carga viva sobre la superestructura	X	—	—	X	—
Temperatura y contracción	—	—	—	X	—
Capacidad de carga permisible en la pila del suelo	100%	100%	150%	125%	150%

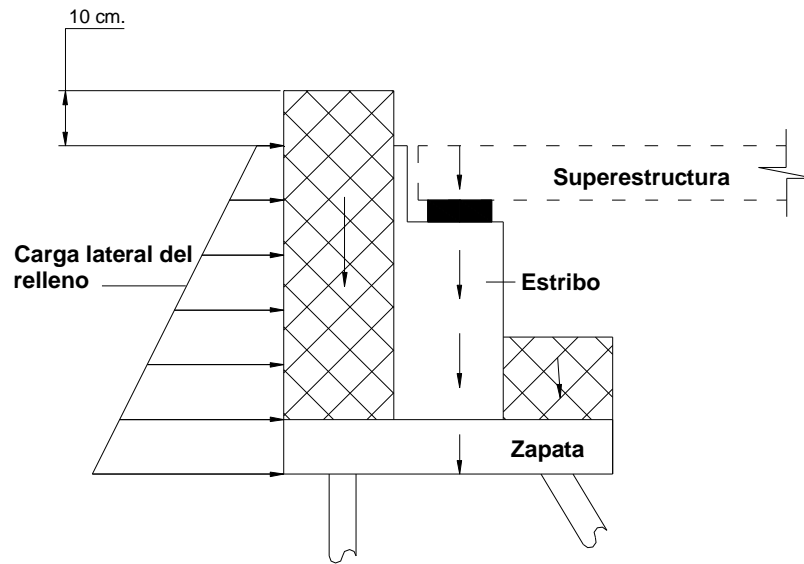


(a) Caso I

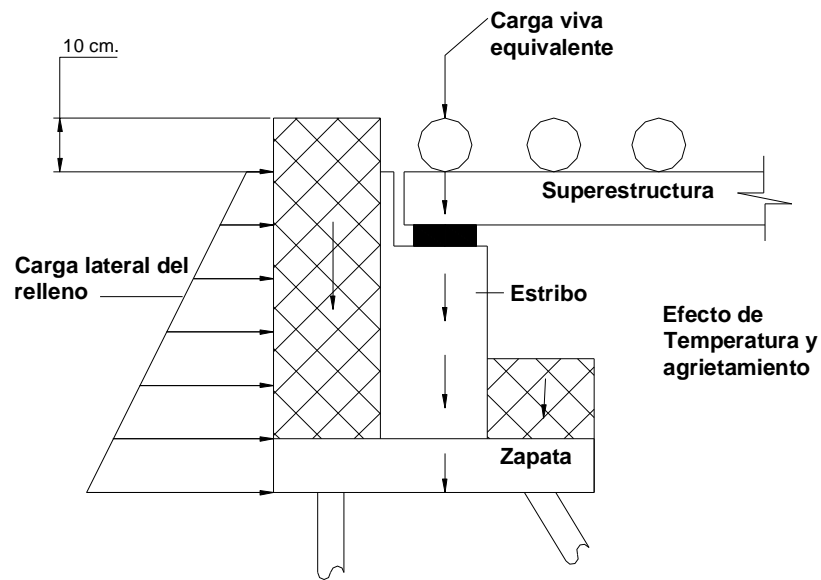


(b) Caso II

Figura 1.44 Configuración de la cargas sobre los estribos y sus combinaciones



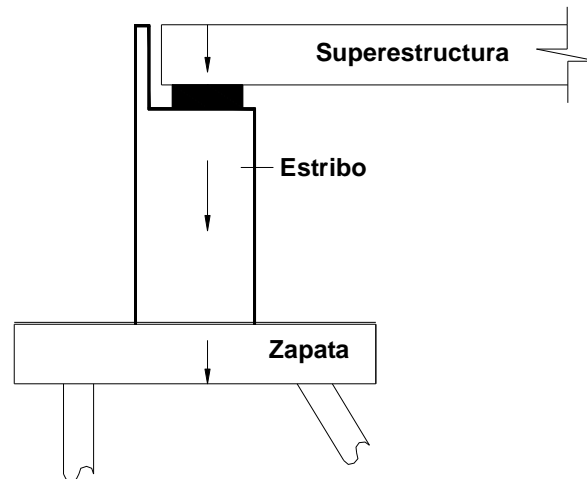
(c) Caso III



(d) Caso IV

**Figura 1.44 Configuración de la cargas sobre los estribos y sus combinaciones (continuación)**





**(e) Caso V**

**Figura 1.44 Configuración de la cargas sobre los estribos y sus combinaciones  
(continuación)**

Para obtener la carga de diseño factorizada sobre el estribo y las combinaciones de carga, se multiplican las cargas de servicio por los factores de carga.

Bajo carga sísmica el estribo se debe diseñar para que no tome las fuerzas laterales que le imponen la superestructura, permitiendo que el estribo sufra daño durante el movimiento sísmico.

Las Normas AASHTO 2002 recomiendan que tanto para el método de diseño por cargas de servicio (esfuerzos permisibles) como por el de factores de carga y resistencia, se debe obtener el diseño adecuado del estribo. Sin embargo debido a las incertidumbres en la evaluación de la presión estática del suelo, de las cargas cíclicas, dinámicas y sísmicas, se utiliza el método de esfuerzos permisibles para evaluar la estabilidad del estribo y el método de factores de carga y resistencia en el diseño de los componentes del estribo.

Las cargas y combinación de cargas que se muestran en la tabla 1.10 pueden causar deslizamiento del estribo, volteo y fallas por capacidad del terreno. Esas características de estabilidad del estribo deben evaluarse para satisfacer ciertas restricciones.



Para un estribo apoyado sobre una zapata, bajo carga de servicio, el factor de seguridad para resistir el deslizamiento debe ser mayor que 1.5.

El factor de seguridad para resistir el momento de volteo debe ser mayor que 2; el factor de seguridad ante la falla por capacidad de la cimentación debe ser mayor que 3.

Para un estribo apoyado sobre pilotes, los pilotes deben ser diseñados para resistir las fuerzas que causan el deslizamiento del estribo, el volteo y la falla por capacidad. En el diseño de los pilotes puede usarse tanto el método de esfuerzos permisibles como el de factores de carga y resistencia. En un estribo profundo debe estudiarse la falla por cortante, normalmente el informe geotécnico predice el comportamiento de este tipo de falla.

### **1.2.3.1 Consideraciones de diseño sísmico**

Investigaciones de daños producidos en puentes debido a la ocurrencia sísmica, revelan que hay dos tipos comunes de daños sísmicos en estribos: (a) daño por estabilidad y (b) daño en los componentes del estribo.

(a) El daño por estabilidad en el estribo principalmente es causado por una falla en la cimentación debido a excesivas deformaciones del terreno o de la pérdida de capacidad de carga del suelo de cimentación. Esas fallas en la cimentación generan deslizamiento del estribo y volteo.

La falla en el suelo de cimentación normalmente ocurre debido a una pobre condición del suelo, como la que se puede presentar en un suelo suave y de la existencia de un alto contenido de agua en él. Para evitar este tipo de falla en el suelo durante un sismo, debe considerarse en el diseño un buen drenaje, un alto grado de compactación del suelo, un mejoramiento del material de relleno.



(b) Los daños en los componentes del estribo normalmente son causados por una excesiva presión del suelo, el cual genera un gran desplazamiento entre el suelo y el respaldo del estribo. Esas excesivas presiones pueden causar severo daño a los componentes de los estribos tales como desplazar el muro que forma el estribo y los alerones del estribo. Sin embargo, los daños de los componentes de los estribos normalmente no causan pérdida de apoyo de la superestructura del puente y estos por lo regular son reparables.

Esto permite utilizar la deformación del suelo del relleno del estribo como una fuente de disipación de energía para evitar pérdida de apoyo del puente en las columnas.

El comportamiento del suelo del relleno, bajo carga sísmica, es eficiente para disipar energía sísmica, especialmente en puentes con longitud total menor de 91.5 m, rectos o con poco esviajamiento ( $< 15^0$ ). Las pruebas y análisis revelan que si el estribo es capaz de desplazar el suelo de relleno y está bien confinado en el estribo, se justifica usar un valor de amortiguamiento del orden del 10 % al 15 %.

Esto puede alargar el periodo del puente y puede reducir la demanda de ductilidad en las columnas del puente.

En puentes cortos, se emplea un factor de reducción de amortiguamiento,  $D$ , que puede ser aplicado para obtener las fuerzas y desplazamientos en un análisis elástico del puente, lo cual generalmente produce curvas de diseño con un 5% de amortiguamiento.

Este factor  $D$  está dado por:

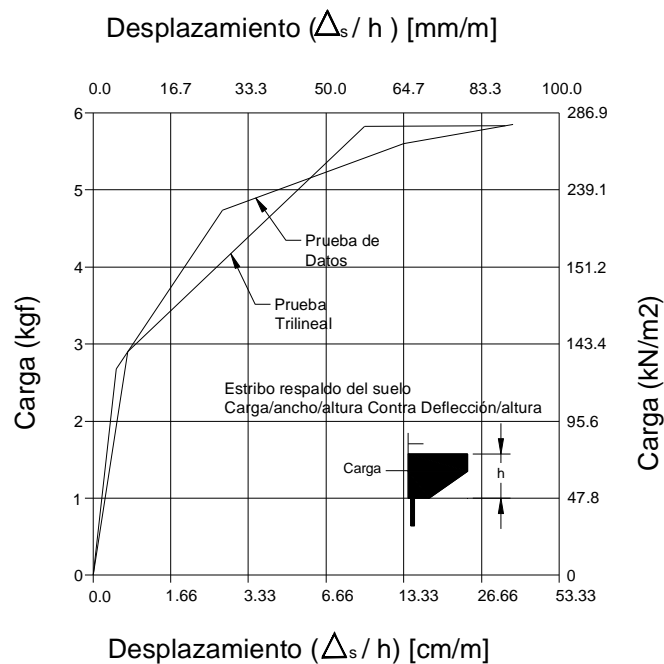
$$D = \frac{1.5}{40C + 1} + 0.5 \quad (1.7)$$



En donde  $C$  es el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, para un 10% de amortiguamiento el factor de reducción es  $D = 0.80$  que puede ser aplicado para fuerzas y desplazamientos elásticos, para un 15% de amortiguamiento el factor de reducción es  $D = 0.70$ . Generalmente el factor de reducción  $D$  debe ser aplicado a fuerzas que sacudan el puente tales que exciten el estribo.

La respuesta sísmica del suelo de relleno ubicado en el respaldo del estribo es difícil de predecir. Los estudios y pruebas realizadas muestran que las fuerzas del suelo, las cuales son aplicadas a los estribos del puente durante un sismo, pueden depender de la dirección del movimiento. En la práctica, normalmente se utiliza el modelo de Mononobe-Okabe para cuantificar las cargas sobre un estribo sin restricciones en el cabezal.

En la gráfica 1.1 se muestran los resultados obtenidos en la Universidad de California en Davis, las cuales revelan una relación no lineal entre los desplazamientos del estribo y la reacción del suelo de relleno bajo ciertas condiciones de carga sísmica cuando el estribo se mueve hacia delante del suelo de relleno.



**Gráfica 1.1 Resultados experimentales de un estribo bajo carga sísmica**



Las pruebas realizadas conducen a un límite superior para la reacción del terreno de relleno sobre el estribo. En la práctica de diseño, la presión máxima del suelo actuando sobre el estribo se puede predecir, tal que, sea la que produzca un desplazamiento determinado del estribo.

Con base en los resultados de estas pruebas y en observaciones de los daños producidos durante sismos, se sugiere una metodología para el análisis de puentes considerando un comportamiento amortiguado del estribo, que a continuación se describe.

Por medio del uso de la fuerza máxima del estribo y el área efectiva que moviliza la cuña del suelo, la presión máxima del suelo se compara con su máxima capacidad de  $0.3687MPa$ .

Si la presión máxima del suelo excede la capacidad del suelo, el análisis debe repetirse con una rigidez reducida del estribo. Es importante notar que la presión del suelo de  $0.3687MPa$  se basa en una mínima altura confiable de la pared del  $2.40 m$ .

Si la altura de la pared es menor de  $2.40 m$  o si la pared estará sometida a cortante en una profundidad menor del nivel de la rasante que los  $2.40 m$ , la presión pasiva del suelo permitida debe reducirse multiplicando por  $0.3687MPa$  veces la relación de  $L/8$ , donde  $L$  es la altura efectiva de la pared del estribo en pies. Además, la capacidad por cortante de la pared diafragma del estribo (miembro estructural que moviliza la cuña de suelo) debe ser comparada con la demanda de fuerzas por cortante para asegurar la movilización del suelo.

El desplazamiento del estribo, considerado como resorte, se compara con un nivel aceptable de desplazamiento de  $61 mm$ . Para un estribo monolítico este desplazamiento es igual al desplazamiento de la superestructura del puente.



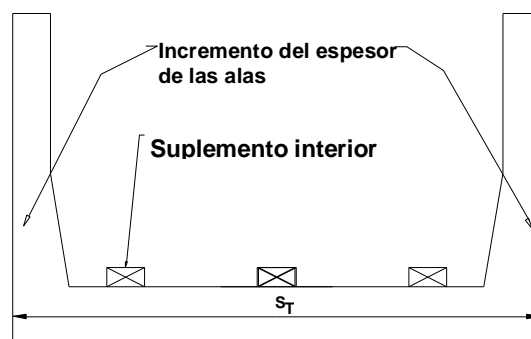
Para estribos tipo asiento este desplazamiento normalmente no es igual el desplazamiento de la superestructura del puente el cual puede incluir un elemento de contacto entre la pared del estribo y la superestructura del puente. Sin embargo, no debe excederse un desplazamiento neto en el estribo de aproximadamente  $61\text{ mm}$ .

Investigaciones realizadas después del sismo ocurrido en San Fernando en 1971, revelan que los estribos, que se movieron casi  $61\text{ mm}$  en la dirección longitudinal en el suelo de relleno, permitieron ser reparables.

Los estribos en los que ocurre la falla en la pared del respaldo antes de que ocurra otro tipo de daño en los estribos se considera aceptable si es posible que los elementos a flexión puedan soportar una condición de carga sin que se presente el colapso. Las cargas sísmicas en la dirección transversal deben seguir el mismo principio de aplicación.

Debe considerarse el desplazamiento máximo de  $61\text{ mm}$  si se espera que se mantenga la rigidez del estribo. Normalmente las alas de los estribos confinan el estribo y le dan rigidez transversal al puente.

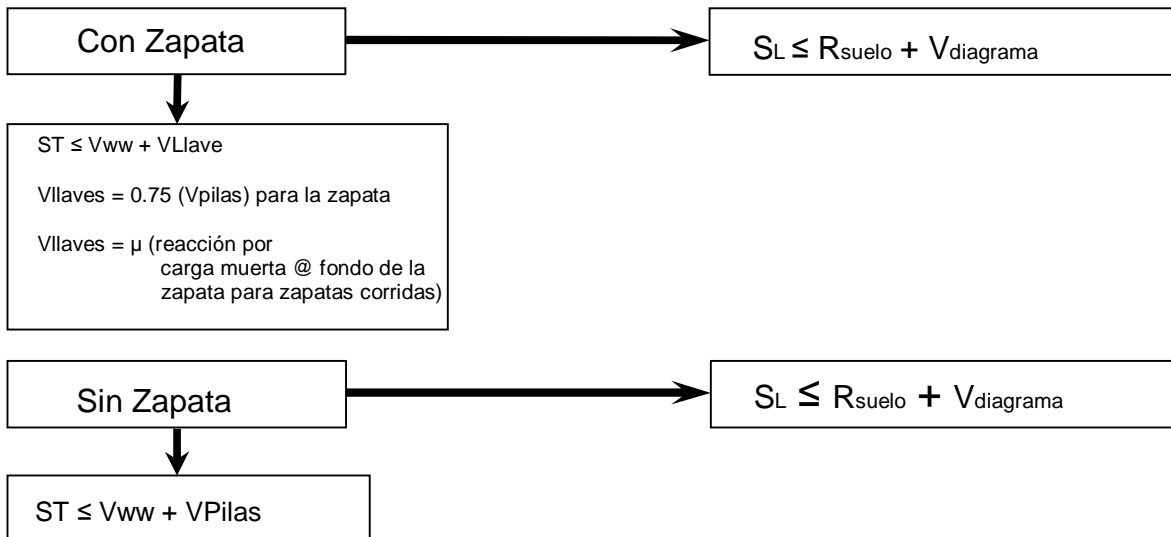
La resistencia lateral de las alas depende de la masa de suelo que debe ser movilizadada por las alas. Las alas que tienen suelo con pendiente hacia la cara exterior tienen poca resistencia lateral, tal que para incrementar la resistencia lateral del estribo, deben colocarse interiormente paredes adicionales por cortante o incrementar el espesor de los muros de las alas como se muestra en la figura 1.45.



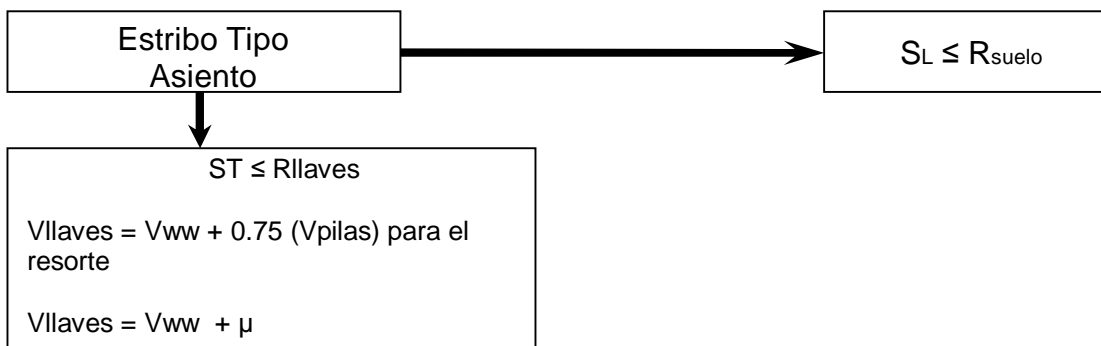
**Figura 1.45 Comportamiento transversal de los estribos (vista en planta)**



El análisis de un estribo puede realizarse considerando el estribo como si fuera un resorte cuyas propiedades se obtienen por el método de prueba y error como se muestra en las figuras 1.46 y 1.47.



**Figura 1.46 Diagrama de flujo para el diseño de estribos monolíticos o tipo diafragma con zapata**



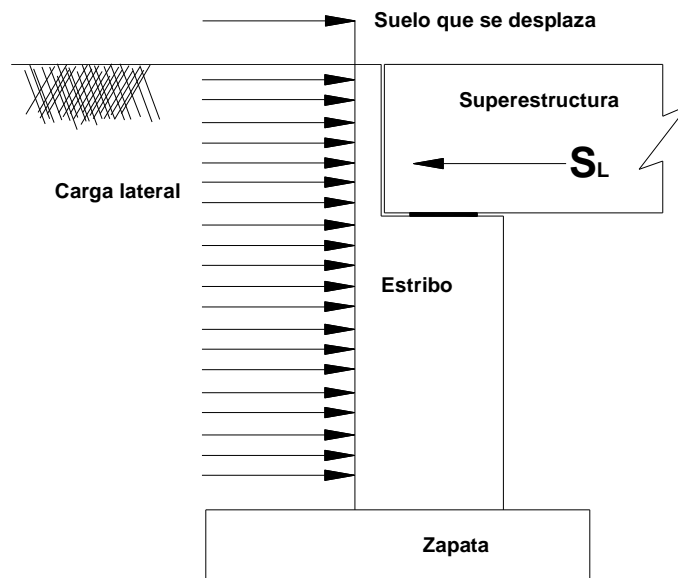
**Figura 1.47 Diagrama de flujo para el diseño de estribos tipo asiento**



En las figuras 1.46 y 1.47,  $S_L$  y  $S_T$  son las fuerza sísmica longitudinal y transversal, respectivamente, en un análisis elástico;  $R_{suelo}$  es la resistencia del suelo que se mueve entre el estribo;  $R_{diafragma}$  es  $\varphi$  veces el esfuerzo cortante nominal del diafragma;  $R_{alás}$  es  $\varphi$  veces el esfuerzo cortante nominal de las alás;  $R_{pilás}$  es  $\varphi$  veces el esfuerzo cortante nominal de las pilas;  $R_{llaves}$  es  $\varphi$  veces el esfuerzo cortante nominal de las llaves de cortante en la dirección en consideración;  $\varphi$  es el factor de carga sísmica y  $\mu$  es el factor de fricción entre el suelo y la superficie de concreto en la base del estribo.

El propósito de aplicar un factor de 0.75 en el diseño de las llaves de cortante es reducir el posible daño de las pilas del estribo.

Para todos los casos en el diseño transversal, si las fuerzas del diseño sísmico exceden la suma de la capacidad de las alás de los estribos y las pilas, la rigidez transversal para el análisis puede ser cero,  $S_T = 0$ , por lo que la única condición a estudiarse es colocar grandes fuerzas laterales en los elementos adyacentes a flexión, como en la figura 1.48.



**Figura 1.48 Diseño de las llaves de cortante**





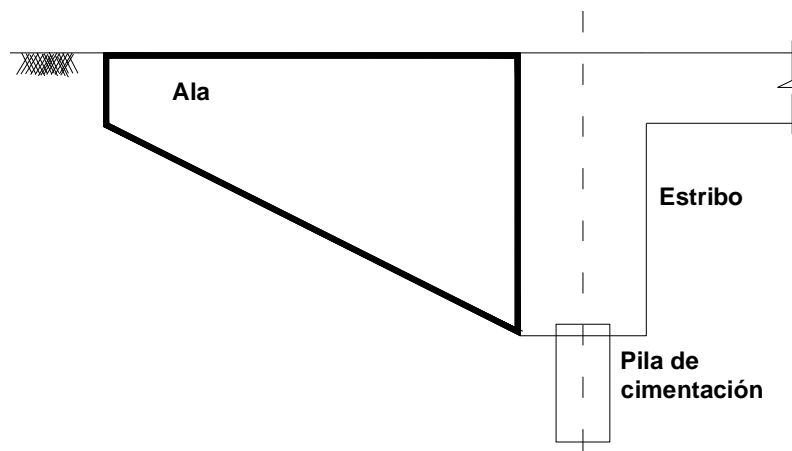
Los puentes al ser sometidos a cargas sísmicas normalmente presentan grandes desplazamientos, para proporcionar apoyo por medio de los estribos al puente, los estribos deben diseñarse con un ancho suficiente. El mínimo ancho del apoyo en el estribo (figura 1.48) puede ser igual al desplazamiento del apoyo del puente durante un análisis sísmico elástico o el calculado con la ecuación 1.8, el que resulte mayor:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.002S^2) \quad (1.8)$$

donde,  $N$  es el ancho del apoyo en  $mm$ ;  $L$  es la longitud ( $m$ ) del tablero del puente a la junta adyacente de expansión o del apoyo del tablero del puente, para un puente de un solo claro simplemente apoyado  $L$  es la longitud del tablero;  $S$  es ángulo de esviajamiento del estribo en grados y  $H$  es la altura promedio ( $m$ ) de las columnas o pilas de apoyo del tablero del puente, medida del estribo a la junta adyacente de expansión o al apoyo del tablero del puente;  $H = 0$  para puentes de un solo claro.

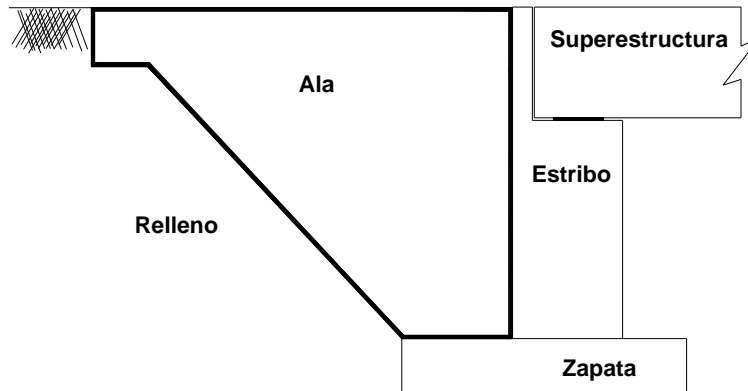
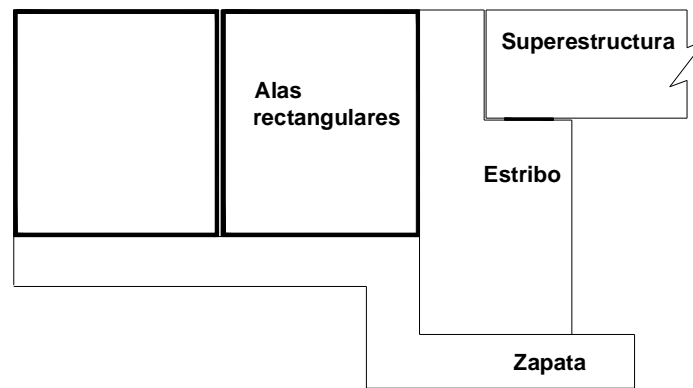
### 1.2.3.2 Alas de los estribos

Las alas de los estribos actúan como un sistema de retención y evitan que el suelo de relleno del estribo y el que forma el terraplén de acceso al puente se deslicen transversalmente. Los diferentes tipos de alas que pueden tener los estribos de puentes carreteros se muestran en la figura 1.49.



(a) Alas en cantiléver

Figura 1.49 Formas típicas de alas de estribos en puentes carreteros

**(b) Alas simplemente apoyadas****(c) Alas con apoyos continuos****Figura 1.49 Formas típicas de alas de estribos en puentes carreteros (continuación)**

El diseño de las alas de los estribos es similar al diseño de los muros de contención, sin embargo, en el diseño de las alas debe ser considerada la carga viva. La tabla 1.11 muestra la carga viva necesaria en las diferentes combinaciones de carga.

En la figura 1.50 se muestran las cargas vivas necesarias en el diseño de alas de estribos en cantilever. En dicha figura el momento con respecto al eje A-A es:

$$M_{AA} = \frac{\omega L^2}{24} \left[ 3h^2 + (H + 4S)(H + 2h) \right] \quad (1.9)$$

Debido a una carga concentrada,

$$P = \frac{\omega L}{6} \left[ H^2 + (h + H)(h + 3S) \right] \quad (1.10)$$



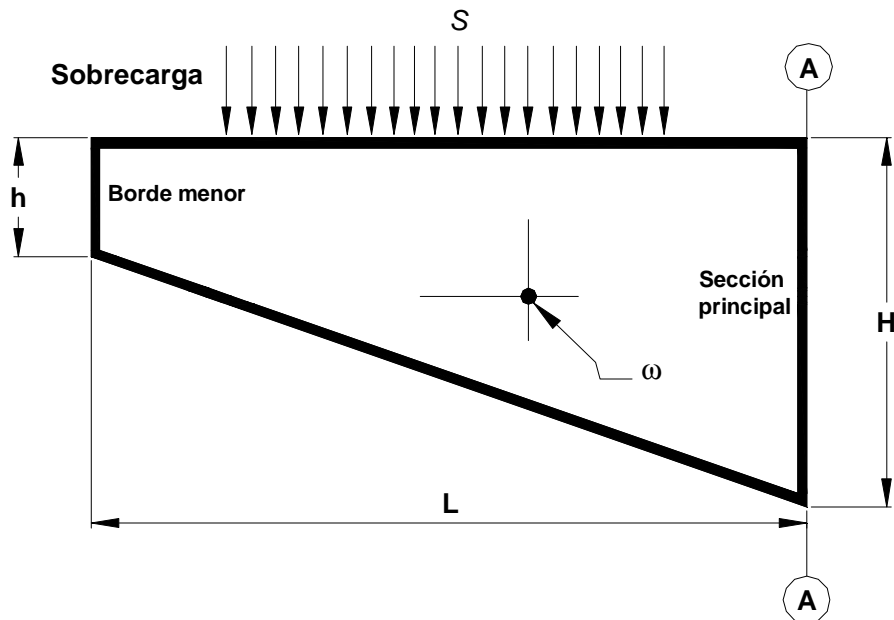
**Tabla 1.11 Cargas vivas para el diseño de alas de estribos**

Tipo de puente	Carga viva equivalente
Carga uniforme en puentes carreteros	610 mm / de suelo equivalente
Puente de ferrocarril carga E-60	2290 mm / de suelo equivalente
Puente de ferrocarril carga E-70	2670mm / de suelo equivalente
Puente de ferrocarril carga E-80	3050mm / de suelo equivalente

Aplicado en,

$$\bar{x} = \frac{M_{AA}}{P} \quad (1.11)$$

En las ecuaciones 1.9 y 1.10,  $H$  es la altura de la sección en *metros*,  $h$  es la altura en el borde menor en *metros*,  $L$  la longitud del ala en *metros*,  $S$  es la sobrecarga en *metros* y  $\omega$  es la presión de suelo equivalente.



**Figura 1.50 Cargas de diseño en alas de estribos en cantiléver**

Durante un evento sísmico fuerte, se permite que las alas de los estribos presenten algún daño, sin que ello ponga en riesgo la estabilidad general del puente.

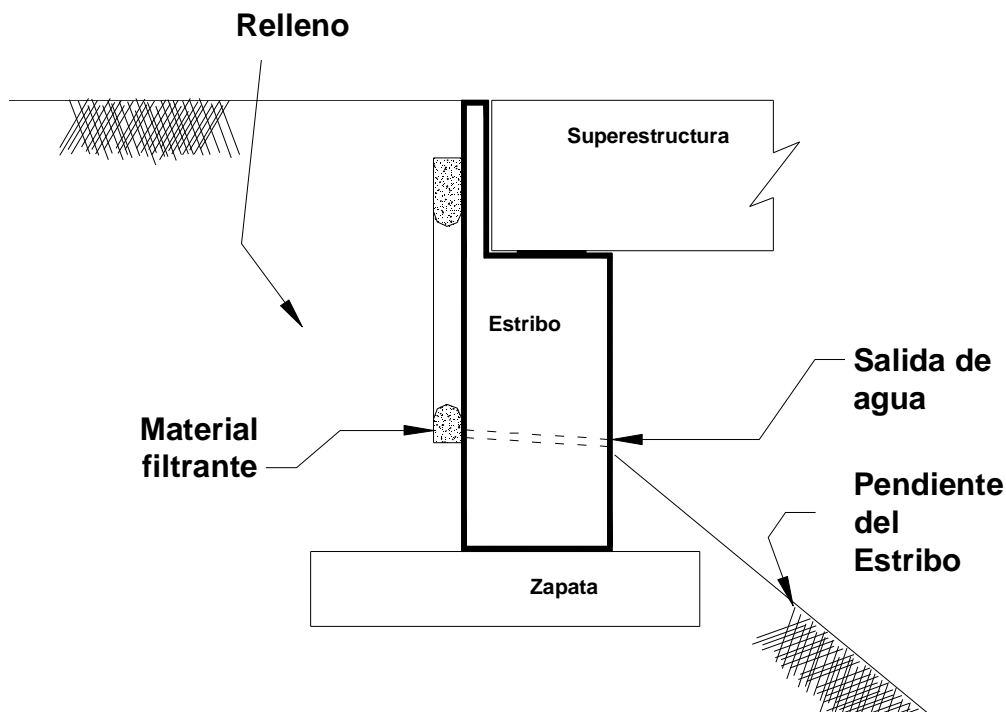
### 1.2.3.3 Drenaje en los estribos



Durante la construcción de los estribos se debe dejar un sistema de drenaje adecuado que disminuya las presiones hidrostáticas que el agua le produciría al respaldo del muro, para controlar la erosión del terraplén de acceso y reducir la posibilidad de licuación del suelo durante un evento sísmico.

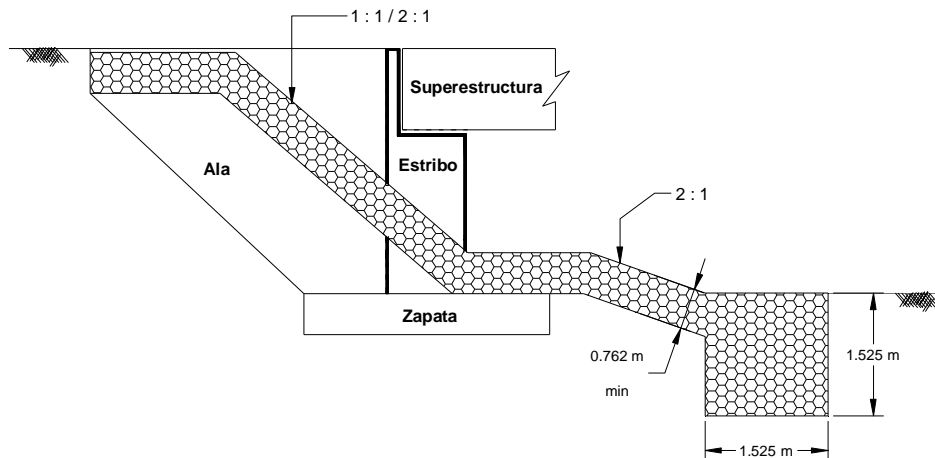
Cuando se coloca pavimento rígido sobre la pendiente del estribo, también es necesario colocar un buen sistema de drenaje en él.

El sistema de drenaje incluye tubería de PVC, PSP o tubos de mortero. En la figura 1.51 se muestra un sistema de drenaje típico en un puente carretero.



**Figura 1.51 Típico sistema de drenaje en un estribo**

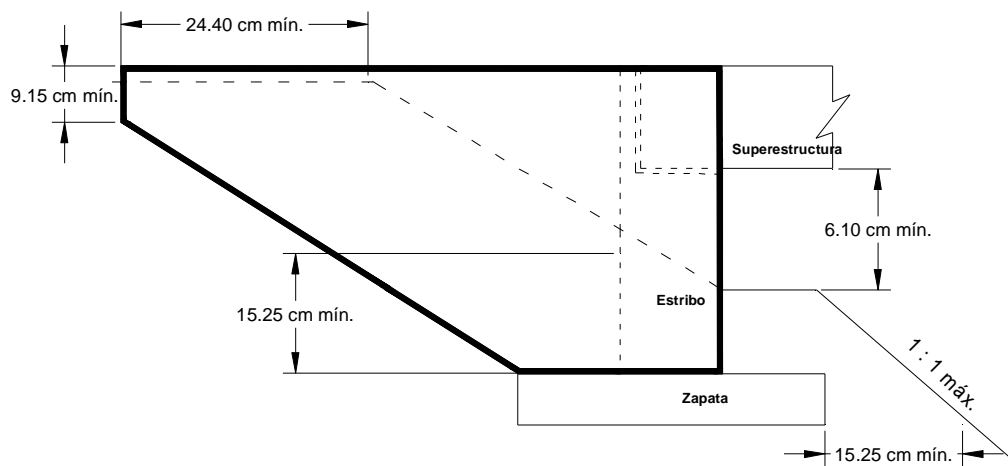
El flujo de agua sobre el terraplén del estribo puede dañar la cimentación y la estructura del puente, al deslavarse y erosionar el suelo que confina el estribo. Para reducir el daño en el estribo y cimentación del estribo, puede recubrirse la pendiente del terraplén con concreto lanzado, concreto simple, piso ciclópeo o cualquier otro tipo de material de protección (figura 1.52). Para proteger la pendiente del terraplén contra la erosión también se puede colocar ecosiembr.



**Figura 1.52 Protección de la pendiente del terraplén en los estribos**

### 1.2.3.4 Detalles diversos de los estribos

En la figura 1.53 se muestran algunos detalles generales de construcción de los estribos que pueden servir de base en el diseño.



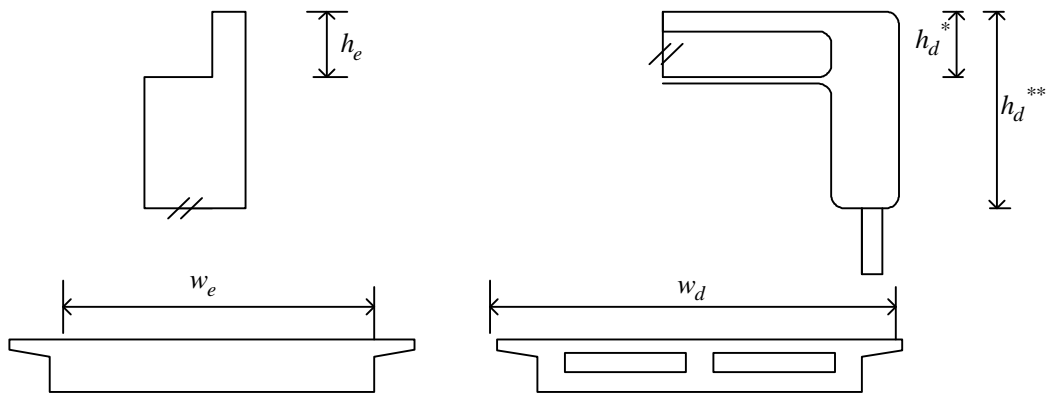
**Figura 1.53 Detalles generales de construcción de los estribos**

### 1.2.3.5 Condiciones de estabilidad en los estribos

Se deberá revisar la estabilidad de los estribos para las condiciones siguientes: (a) por volteo, (b) por deslizamiento y (c) por falla del terreno. La presión pasiva para resistir el movimiento de los estribos se incrementa linealmente con el desplazamiento del mismo. Debe tenerse presente que el efecto dinámico puede incrementar el empuje del terreno.



El muro de respaldo de los estribos tipo asiento deberá diseñarse para fallar antes de que ocurra una deformación inelástica en la cimentación del estribo como resultado del movimiento longitudinal del puente contra el relleno. El área efectiva del respaldo que actúa contra el relleno es igual al área del muro de respaldo (figura 1.54).



**Figura 1.54 Área efectiva del muro de respaldo en estribos**

En estribos tipo diafragma, el diafragma completo, arriba y debajo de la trabe perpendicular al diafragma, se considera eficaz cuando el puente se desplaza longitudinalmente. Por lo tanto, el área efectiva del estribo es igual al área completa del diafragma.

Si el diafragma no se ha diseñado para resistir la presión pasiva del terreno, el área efectiva del estribo está limitada por la parte del diafragma arriba de la trabe perpendicular al mismo.

De acuerdo con lo anterior el área efectiva,  $A_e$ , para el cálculo por capacidad de la fuerza longitudinal última se calcula con la ecuación 1.12 para un el estribo tipo asiento y para un estribo tipo diafragma con la ecuación 1.13.

$$A_e = h_e w_e \quad (1.12)$$

$$A_e = h_d w_d \quad (1.13)$$

donde,  $h_d = h_d^{**}$  si el diafragma se diseña para soportar la presión total del suelo, y  $h_d = h_d^*$  si el estribo toma parcialmente la presión del suelo (ver la figura 1.54).



## 1.3 Rellenos

### 1.3.1 Efecto del material de relleno en los estribos

Debe tenerse en cuenta que el relleno tiene cierta rigidez cuando el estribo actúa contra él, mientras que dicha rigidez es nula cuando el movimiento ocurre en sentido opuesto, por lo tanto, cuando este efecto sea importante deberá considerarse la no linealidad de contacto del sistema suelo de relleno-estribo.

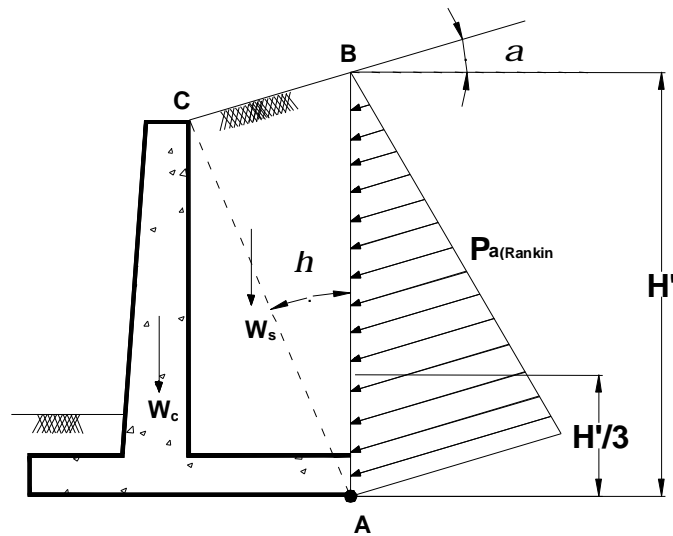
### 1.3.2 Presión lateral del suelo de relleno

En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical  $AB$  por el punto  $A$ , como se muestra en la figura 1.55 (que se localiza en el borde del talón de la losa de cimentación).

La presión activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical  $AB$ . Las ecuaciones de la presión activa de suelo de Rankine se usan para calcular la presión lateral sobre la cara  $AB$ . En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza  $P_{a(Rankine)}$ , el peso del suelo arriba del talón ( $W_s$ ) y el peso del concreto ( $W_c$ ). La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara frontal  $AB$  es teóricamente correcta, si la zona de cortante limitada por la línea  $AC$  no es obstruida por el cuerpo del muro.

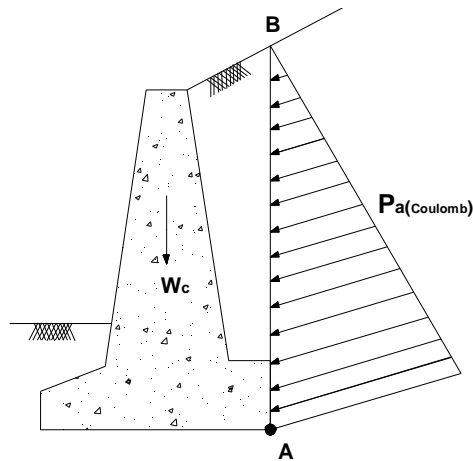
El ángulo,  $h$ , que la forma la línea  $AC$  con la vertical es,

$$h = 45 + \frac{a}{2} - \frac{f}{2} - \text{sen}^{-1} \left( \frac{\text{sen } a}{\text{sen } f} \right) \quad (1.14)$$



**Figura 1.55 Distribución de presiones de un muro**

Un tipo similar de análisis se usa para muros de gravedad, como muestra la figura 1.56. Sin embargo, la teoría de la presión activa de Coulomb, las únicas fuerzas a considerarse son  $P_{a(Coulomb)}$ , el peso del muro ( $W_c$ ).



**Figura 1.56 Distribución de presiones en un muro de gravedad**

Si se usa la teoría de la presión activa de Coulomb, será necesario conocer el intervalo del ángulo de fricción del muro para varios tipos de material de relleno. En la tabla 1.12 se dan algunos intervalos del ángulo de fricción para el muro de mampostería o de concreto.



**Tabla 1.12 Presión de tierra de Coulomb**

Material de Relleno	Intervalo de $\delta$ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arena firme	15-20
Arena limosa	12-16

En el caso de los muros de retención ordinarios no se encuentran problemas de nivel freático y por consiguiente de presión hidrostática. Siempre se deben tomar medidas respecto al drenaje de los suelos retenidos.

En casos de muros de retención pequeños se usan cartas semiempíricas para evaluar la presión lateral de la tierra. Las figuras 1.57 y 1.58 muestran dos cartas semiempíricas dadas por Terzaghi y Peck (1967). La figura 1.57 es para rellenos con superficies planas y la figura 1.58 con inclinación del relleno hacia arriba desde la cresta del muro en una distancia limitada y luego continúan a nivel. La componente vertical de la fuerza activa sobre el plano  $AB$  es:

$$F_v = \frac{1}{2} K_v H^2 \quad (1.15)$$

y la fuerza horizontal es:

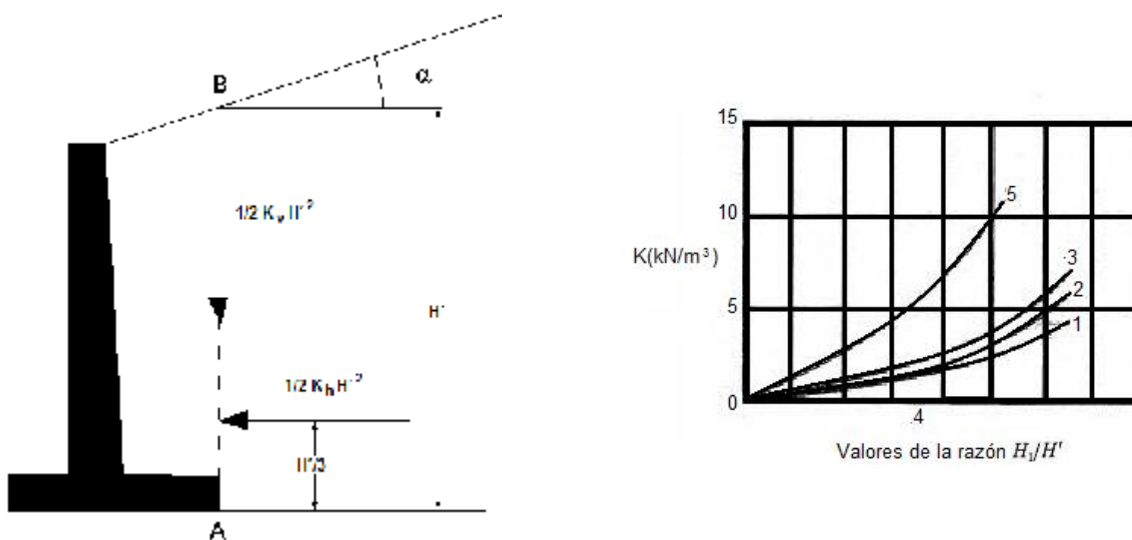
$$F_H = \frac{1}{2} K_h H^2 \quad (1.16)$$

Los números sobre las curvas indican los tipos descritos en la tabla 1.13.

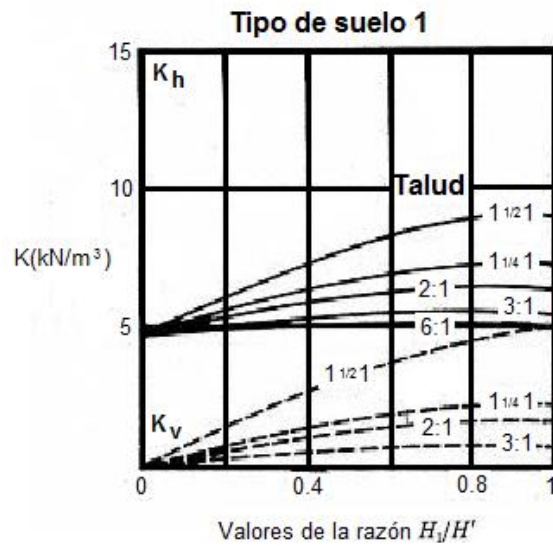
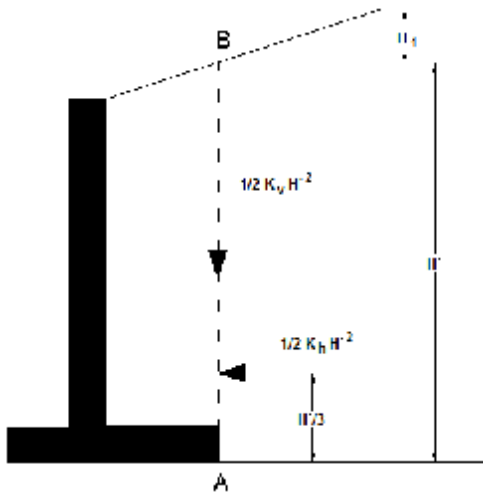
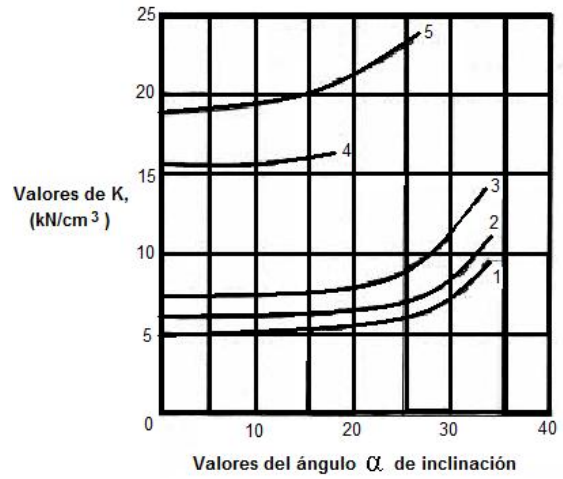
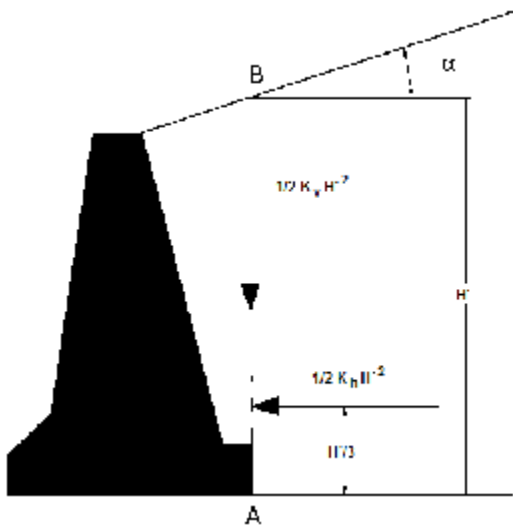


**Tabla 1.13 Tipos de relleno para muros de retención**

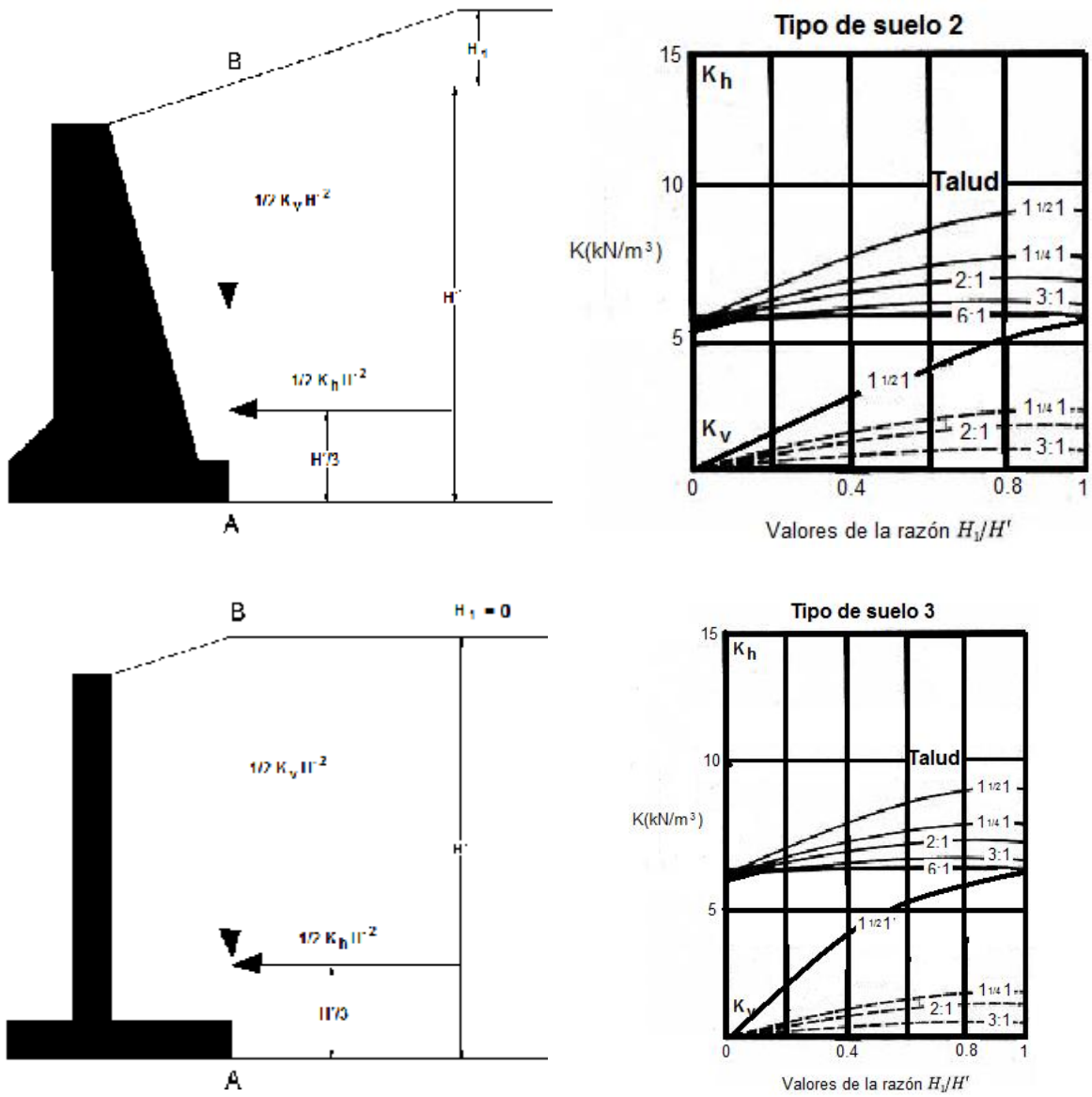
1. Suelo de tamaño grueso sin partículas de suelo fino, muy permeable (arena limpia o grava).
2. Suelo de tamaño grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas del tamaño de limo.
3. Suelo residual con rocas, arena limosa fina y material granular con contenido de arcilla.
4. Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Arcilla media firme, depositada en trozos y protegida en forma tal que una cantidad despreciable de agua penetra en los espacios entre los trozos durante inundaciones o fuertes lluvias, si esta condición de protección no es satisfecha, la arcilla no debe usarse como material de relleno. Con rigidez creciente de la arcilla, el peligro en la pared debido a la infiltración del agua crece rápidamente.



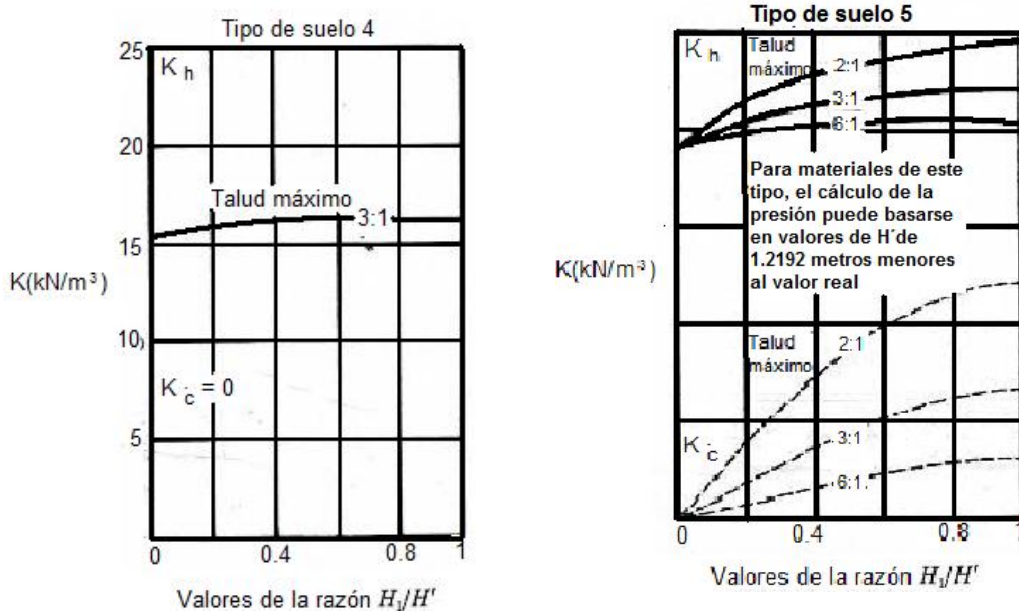
**Figura 1.57 Presión del relleno contra muros de retención con rellenos con superficies planas**



**Figura 1.57 Presión del relleno contra muros de retención con rellenos con superficies planas**



**Figura 1.57 Presión del relleno contra muros de retención con rellenos con superficies planas (continuación)**



**Figura 1.58 Presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba desde la cresta del muro hasta una distancia limitada y luego se vuelven horizontales.**

### 1.3.3 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas

La teoría de la presión activa de Coulomb se extiende para tomar en cuenta las fuerzas generadas por un sismo. La figura 1.59 muestra una condición de presión activa con un relleno granular ( $c = 0$ ).

Las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo en la figura 1.62, son esencialmente las mismas que las mostradas en la figura 1.60, con la adición de  $K_h W$  y  $K_v W$  en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente;  $k_h$  y  $k_v$  pueden definirse como

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad (1.17)$$



$$k_v = \frac{\text{componente\_vertical\_de\_la\_aceleración\_del\_sismo}}{\text{aceleración\_debida\_a\_la\_gravedad, } g} \quad (1.18)$$

La relación para la fuerza activa por unidad de longitud del muro ( $P_{ae}$ ) se determina como

$$P_{ae} = \frac{1}{2} g H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (1.19)$$

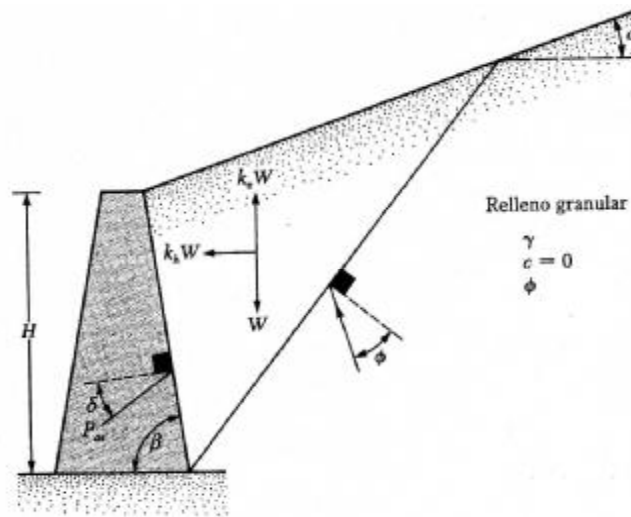


Figura 1.59 Obtención de la ecuación 1.20

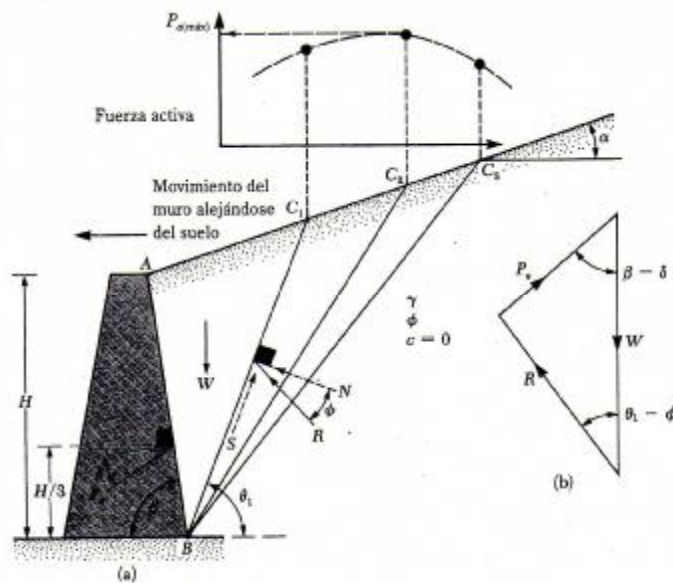


Figura 1.60 Presión activa de Coulomb



donde,  $K_{ae}$  es el coeficiente de presión activa de la tierra y se expresa con la siguiente ecuación:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(f + b - q')}{\cos q' \text{sen}^2 b \text{sen}(b - q' - d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(f + d) \text{sen}(f - q' - a)}{\text{sen}(b - d - q') \text{sen}(a + b)}} \right]^2} \quad (1.20)$$

$$q' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (1.21)$$

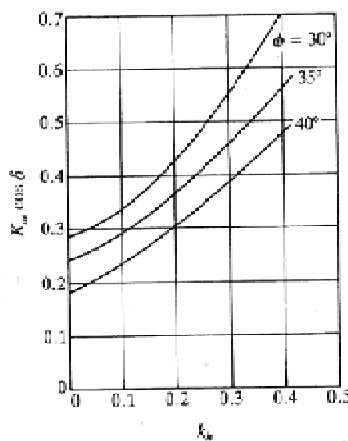
Para una condición sin sismo se consideran los siguientes valores:

$$k_h = 0, \quad k_v = 0 \quad \text{y} \quad q' = 0,$$

Por consiguiente  $K_{ae} = K_a$  como en la siguiente ecuación

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(f + b - q')}{\text{sen}^2 b \text{sen}(b - d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(f + d) \text{sen}(f - q' - a)}{\text{sen}(b - d) \text{sen}(a + b)}} \right]^2} \quad (1.22)$$

La variación de  $K_{ae} \cos d$  con  $k_h$  para el caso de  $k_v = 0$ ,  $b = 90^\circ$ ,  $a = 0^\circ$  y  $d = f/2$  se muestra en la figura 1.61. Algunos valores de  $K_{ae}$  para  $b = 90^\circ$  y  $k_v = 0$  se dan en la tabla 1.14.



**Figura 1.61 Variación de  $K_{ae} \cos d$  con  $k_h$**



**Tabla 1.14 Valores de  $K_{ae}$  [ec. (5.44)] para  $b = 90^\circ$  y  $k_v = 0$**

$k_h$	$d(\text{grados})$	$a(\text{grados})$	$f(\text{grados})$				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			----	----	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			----	----	0.780	0.604	0.486
0.5			----	----	----	0.809	0.624
0.1	$f/2$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$f/2$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.479	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			----	----	0.962	0.752	0.620
0.1	$f/2$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			----	----	0.857	0.656	0.531
0.5			----	----	----	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}f$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}f$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.244
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			----	----	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}f$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			----	----	0.909	0.699	0.573
0.5			----	----	----	1.037	0.800





A la ecuación 1.20 se le conoce como la solución Mononobe-Okabe. A diferencia del caso mostrado en la figura 1.60, la resultante de la presión de la tierra en esta situación, tal como es calculada por la ecuación 1.20, no actúa a una distancia de  $H/3$  desde el fondo del muro.

El siguiente procedimiento se usa para obtener la localización de la fuerza resultante  $P_{ae}$

1. Calcular  $P_{ae}$  usando la ecuación 1.20.
2. Calcular  $P_a$  usando la ecuación

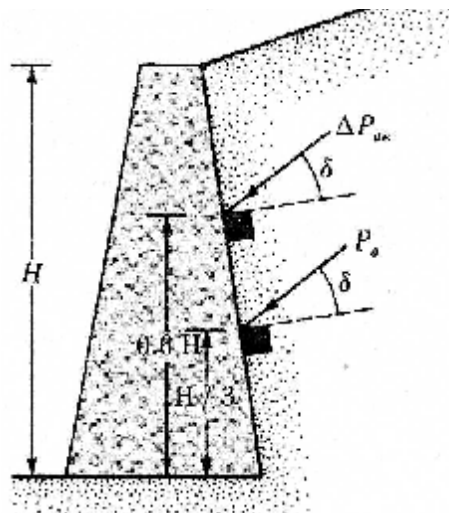
$$P_a = \frac{1}{2} K_a g H^2 \quad (1.23)$$

3. Calcular

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \quad (1.24)$$

4. Suponer que  $P_a$  actúa a una distancia  $H/3$  desde el fondo del muro (figura 1.62).
5. Suponer que  $\Delta P_{ae}$  actúa a una distancia  $0.6H$  desde el fondo del muro (figura 1.63).
6. Calcular la localización de la resultante con la expresión

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \quad (1.25)$$



**Figura 1.62 Determinación de la línea de acción de  $P_{ae}$**



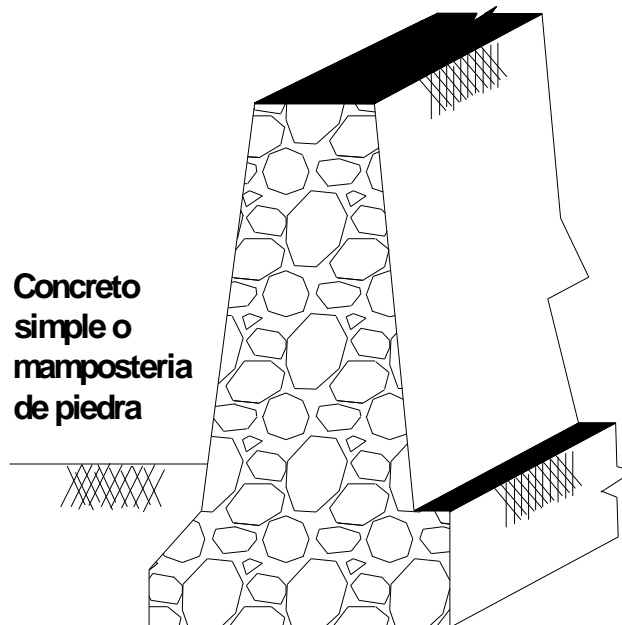
## 1.4 Muros de retención

En general los muros de retención se dividen en dos categorías: a) convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican en:

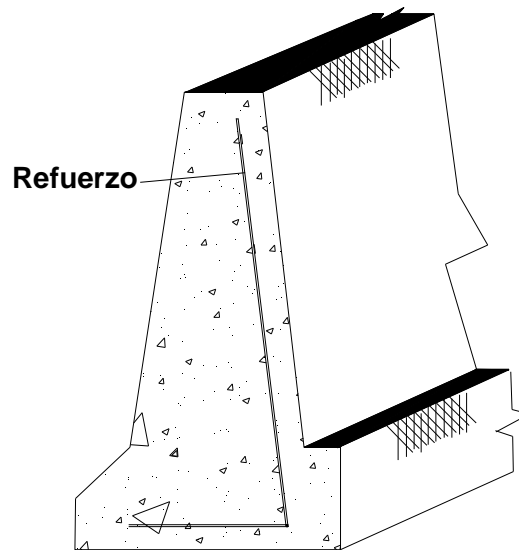
1. Muros de retención por gravedad
2. Muros de retención por semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los muros de retención por gravedad (figura 1.63) se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.



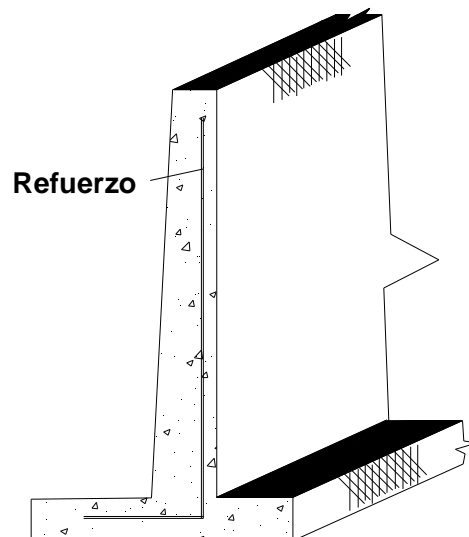
**Figura 1.63 Muro de gravedad**

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizado así el tamaño de las secciones del muro, denominados generalmente muros de semigravedad (figura 1.64).



**Figura 1.64 Muro de semigravidad**

Los muros de retención en voladizo (figura 1.65) están hechos de concreto reforzado y constan de un muro delgado y una losa de cimentación. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 8 m.



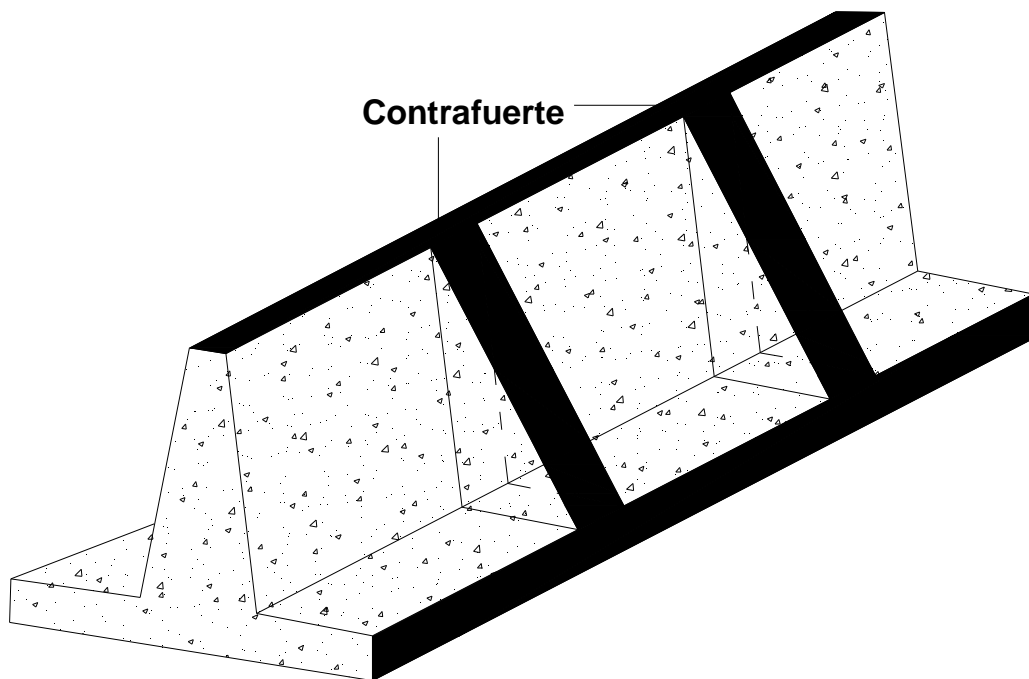
**Figura 1.65 Muro en voladizo**

Los muros de retención con contrafuertes (figura 1.66) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre sí el muro con la losa de cimentación.



El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes. Para diseñar apropiadamente los muros de retención, se deben conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el peso específico o volumétrico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de cimentación.

Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.



**Figura 1.66 Muro con contrafuertes**

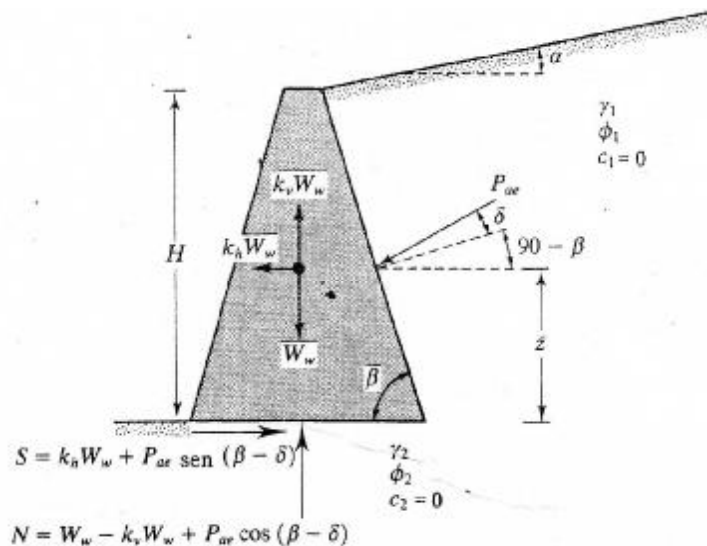
Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional: (1) conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en un conjunto se revisa por estabilidad, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga; (2) cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el acero de refuerzo de cada elemento.



Los muros de retención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados por elementos de refuerzo tales como franjas metálicas, malla de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Esos muros son relativamente flexibles y soportan grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

### 1.4.1 Muros de retención por gravedad

Aun durante sismos de poca intensidad, la mayoría de los muros de retención sufrirán desplazamientos laterales limitados. Richards y Elms (1979) propusieron un procedimiento para diseñar muros de retención de gravedad para condiciones sísmicas que permite desplazamientos laterales limitados, tomando en consideración el efecto de la inercia del muro. La figura 1.67 muestra un muro de retención con varias fuerzas actuando sobre él, como:  $W_w$  es el peso del muro y  $P_{ae}$  es la fuerza activa con la condición de sismo tomada en consideración.



**Figura 1.67 Estabilidad de un muro de retención bajo fuerzas sísmicas**

En el relleno del muro y el suelo sobre el cual el muro descansa se suponen sin cohesión. Considerando el equilibrio del muro, se demuestra que:

$$W_w = \left[ \frac{1}{2} g_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} \right] C_{IE} \quad (1.26)$$



donde,  $g_1$  es el peso específico del relleno;

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(b-d) - \cos(b-d) \tan f_2}{(1-k_v)(\tan f_2 - \tan q')} \quad (1.27)$$

y

$$q' = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1-k_v} \right)$$

Con base en las ecuaciones 1.27 y 1.28, el siguiente procedimiento se usa para determinar el peso del muro de retención,  $W_w$ , para desplazamientos tolerables que tengan lugar durante un sismo.

1. Se debe determinar el desplazamiento tolerable,  $\Delta$ , del muro.
2. Se debe obtener el valor de diseño para  $k_h$  con

$$k_h = A_a \left( \frac{0.2 A_v^2}{A_a \Delta} \right)^{0.25} \quad (1.28)$$

En la ecuación 1.29,  $A_a$  y  $A_v$  son coeficientes de aceleración efectiva y  $\Delta$  es el desplazamiento en pulgadas. Las magnitudes de  $A_a$  y  $A_v$  son dadas por el Applied Technology Council (1978) para varias regiones de Estados Unidos, para México no se cuenta con estos valores.

3. Hay que suponer que  $k_v = 0$  y, con el valor de  $k_h$  obtenido, calcule  $K_{ae}$  con la ecuación 1.21.
4. Se debe usar el valor de  $K_{ae}$  determinado en el paso 3 para obtener el peso del muro ( $W_w$ ).
5. Hay que aplicar un factor de seguridad al valor de  $W_w$  obtenido en el paso 4.



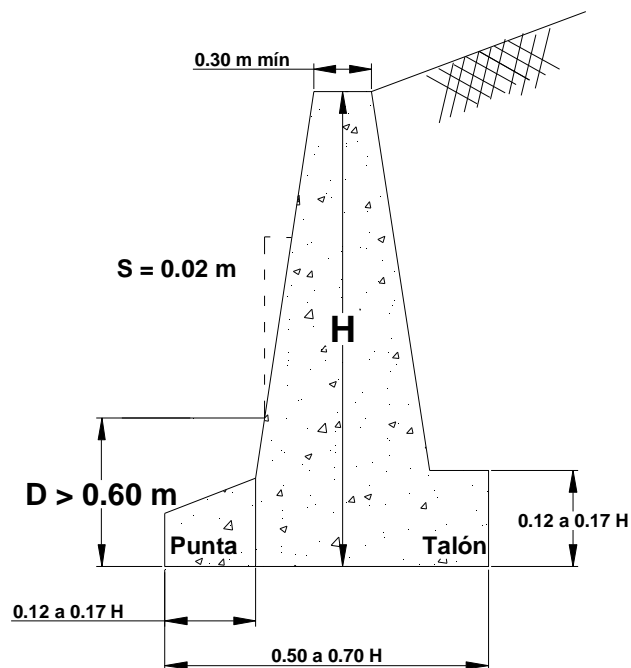
### 1.4.2 Dimensionamiento de muros de retención

Al diseñar muros de retención, se deben suponer algunas dimensiones, lo que se llama predimensionamiento, que permite revisar las secciones de prueba por estabilidad.

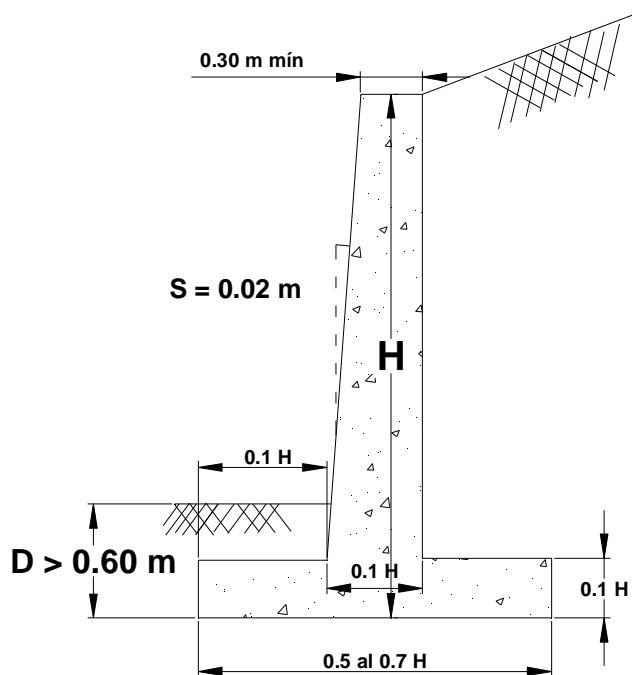
Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La figura 1.68 muestra las dimensiones iniciales de los elementos que componen un muro de retención.

La parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención debe ser mayor a  $0.30\text{ m}$ , para colocar apropiadamente el concreto. La altura,  $D$ , hasta la base de la losa debe tener por lo menos  $0.60\text{ m}$ . Sin embargo, el fondo de la losa de cimentación debe estar en un terreno con suficiente capacidad de carga.

Para muros de retención con contrafuertes, las dimensiones del cuerpo y la losa de cimentación es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben tener aproximadamente  $30\text{ cm}$ , de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro  $0.3\text{ H}$  y  $0.7\text{ H}$ .



(a) Muro de gravedad



(b) Muro en voladizo

**Figura 1.68 Dimensiones aproximadas para varios elementos que componen los muros**

### 1.4.3 Revisiones de la estabilidad

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

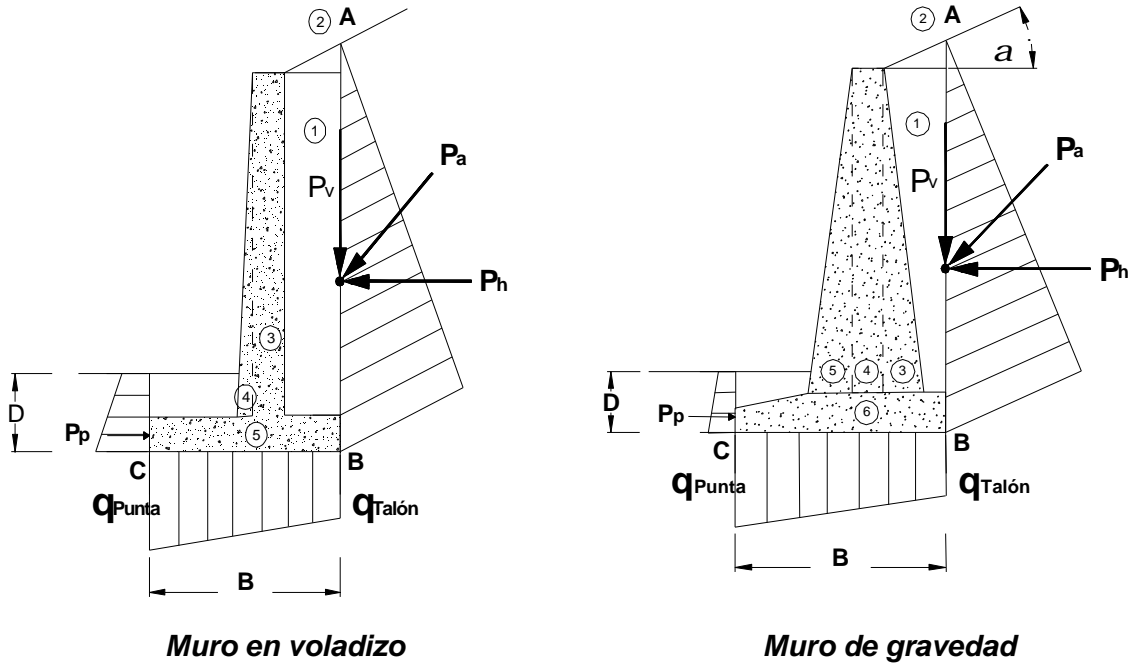
1. Revisión por volteo respecto a la punta
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base
4. Revisión por asentamiento
5. Revisión por estabilidad de conjunto

#### 1.4.3.1 Revisión por volteo

La figura 1.69 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo y uno de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical  $AB$  dibujado por el talón.  $P_p$  es la presión pasiva de Rankine, cuya magnitud es

$$P_p = \frac{1}{2} K_p g_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (1.29)$$





**Figura 1.69 Revisión del volteo; se supone que es válida la presión de Rankine**

donde,  $g_2$  es el peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de cimentación, y  $K_p$  es el coeficiente de presión pasiva de Rankine dada como:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{f_2}{2}\right) \quad (1.30)$$

donde,  $C_2$  es la cohesión, y  $f_2$  es el ángulo de fricción del suelo.

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, se expresa como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (1.31)$$

donde,  $\sum M_O$  significa la suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto  $C$ ,  $\sum M_R$  es la suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto  $C$ .



El momento de volteo es:

$$\sum M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (1.32)$$

donde,

$$P_h = P_a \cos a \quad (1.33)$$

Para el cálculo del momento resistente,  $\sum M_R$  despreciado  $P_p$ , se prepara una tabla como la mostrada en la tabla 1.15.

**Tabla 1.15 Procedimiento para el cálculo de  $\sum M_R$**

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud del muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	$A_1$	$W_1 = g_1 A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = g_2 A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = g_C A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = g_C A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = g_C A_5$	$X_5$	$M_5$
6	$A_6$	$W_1 = g_1 A_1$	$X_6$	$M_6$
		$P_v$	$B$	$M_v$
		$\sum V$		$\sum M_R$

El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. La fuerza  $P_v$  también contribuye,  $P_v$  es la componente vertical de la fuerza activa  $P_a$ , ó

$$P_v = P_a \sen a \quad (1.34)$$



El momento de la fuerza  $P_v$  respecto a  $C$  es,

$$M_v = P_v B = P_a \operatorname{sen} a B \quad (1.35)$$

donde,  $B$  es el ancho de la losa de la base.

En la tabla 1.16  $g_1$  es el peso específico del suelo de relleno y  $g_c$  es el peso específico del concreto una vez conocido  $\sum M_R$ , el factor de seguridad se calcula como:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos a (H'/3)} \quad (1.36)$$

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 ó 3. En ocasiones se prefiere determinar el factor de seguridad contra volteo con:

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos a (H'/3) - M_v} \quad (1.37)$$

#### 1.4.3.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (1.38)$$

donde,  $\sum F_{R'}$  es la suma de las fuerzas horizontales resistentes; y  $\sum F_d$  es la suma de las fuerzas horizontales de empuje. La figura 1.70 indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se representa como,

$$s = S \tan d + c_a \quad (1.39)$$

donde,  $d$  es el ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base y  $c_a$  es la adhesión entre el suelo y la losa de base.

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de cimentación es:



$$R' = s (\text{Área de la sección transversal}) = s(B \cdot 1) = BS \tan d + Bc_a \quad (1.40)$$

Sin embargo,  $BS = \text{suma de las fuerzas verticales} = \sum V$  (véase la tabla 1.16). Por lo que,  $R' = (\sum V) \tan d + Bc_a$

La figura 1.73 muestra que la fuerza pasiva  $P_p$  es también una fuerza resistente horizontal. La expresión para  $P_p$  expresión es la siguiente,

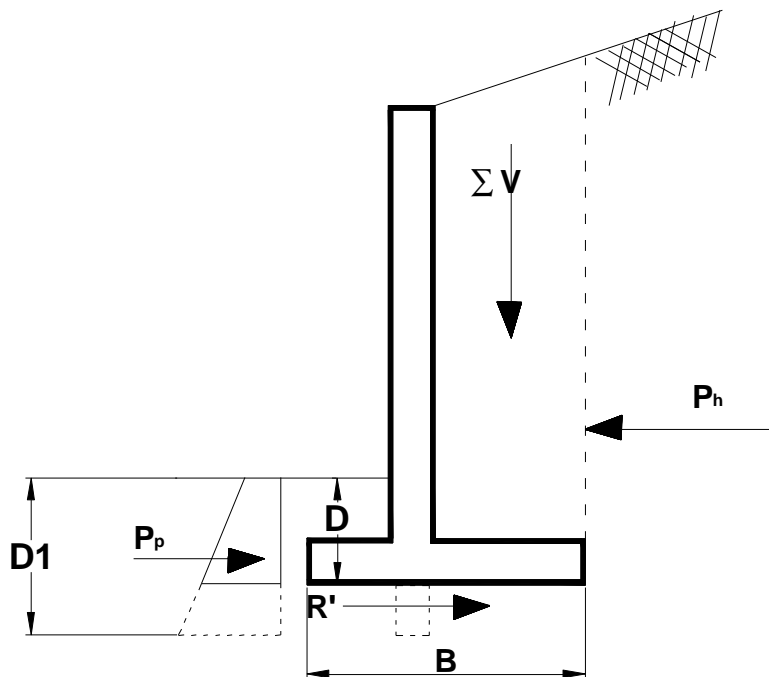
$$P_p = \frac{1}{2} g H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p} \quad (1.41)$$

Por consiguiente:

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan d + Bc_a + P_p \quad (1.42)$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento (fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa  $P_a$ , por lo que,

$$\sum F_d = P_a \cos a \quad (1.43)$$



**Figura 1.70 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base**



Combinando las ecuaciones (5.13), (5.17), (5.18) se obtiene,

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) \tan d + Bc_a + P_p}{P_a \cos a} \quad (1.44)$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento.

En muchos casos la fuerza pasiva  $P_p$  es despreciada en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento. En general, se escribe ( $d = k_1 f_2$ ) y ( $c_a = k_2 c_2$ ).

En la mayoría de los casos,  $k_1$  y  $k_2$  están en el intervalo de  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{2}{3}$ .

Entonces,

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 f_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos a} \quad (1.45)$$

Cuando los muros no tienen un factor de seguridad deseado de 1.5, para incrementar su resistencia, se usa un dentellón en la base, como el que se ilustra por líneas punteadas en la figura 1.73. Éstas indican que la fuerza pasiva en la punta sin dentellón es,

$$P_p = \frac{1}{2} g_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p} \quad (1.46)$$

Sin embargo, si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud de muro es:

$$P_p = \frac{1}{2} g_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p} \quad (1.47)$$

donde,

$$K_p = \tan^2(45 + f_2 / 2) \quad (1.48)$$

Como  $D_1 > D$ , un dentellón obviamente ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y por tanto el factor de seguridad contra deslizamiento.



Usualmente el dentellón se construye debajo del cuerpo y parte del acero principal de éste, y se lleva hasta el dentellón. Otra manera de incrementar el valor de  $FS_{(deslizamiento)}$  es considerar la reducción del valor de  $P_a$ . Y usando el método desarrollo por Elman y Terry (1988). El análisis aquí se limita al caso en que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal.

En la figura 1.71 (a), la fuerza activa,  $P_a$ , es horizontal ( $a = 0$ ), por lo que

$$P_a \cos a = P_h = P_a \quad (1.49)$$

y

$$P_a \sen a = P_v = 0 \quad (1.50)$$

Sin embargo

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \quad (1.51)$$

La magnitud de  $P_{a(2)}$  se reduce si el talón del muro de retención se inclina como muestra la figura 1.71 (b). Para este caso,

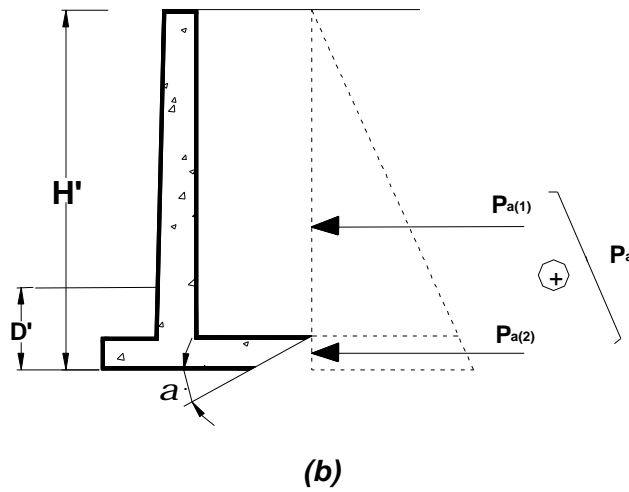
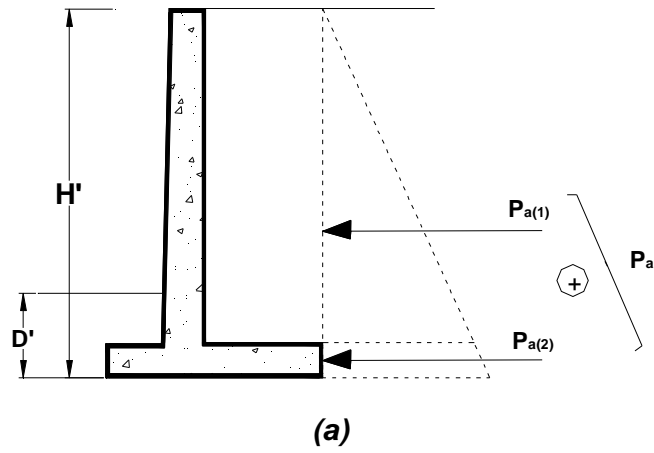
$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \quad (1.52)$$

La magnitud de  $A$ , como se muestra en la grafica 2, es válida para  $a' = 45^\circ$ . Sin embargo, en la figura 1.71 (a).

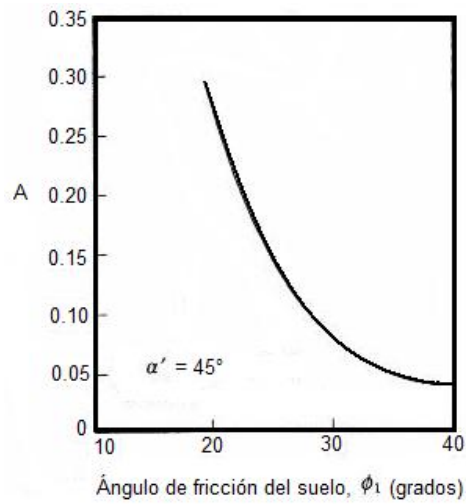
$$P_{a(1)} = \frac{1}{2} g_1 K_a (H' - D')^2 \quad (1.53)$$

y

$$P_a = \frac{1}{2} g_1 K_a H^2 \quad (1.54)$$



**Figura 1.71 Muro de retención con talón inclinado**



**Gráfica 1.2. Variación de A con el ángulo, de fricción del relleno**



Por consiguiente:

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2} g_1 K_a [H^2 - (H' - D')^2] \quad (1.55)$$

Para el diagrama de presión activa mostrado en la figura 1.71 (b), en:

$$P_a = \frac{1}{2} g_1 K_a (H' - D')^2 + \frac{A}{2} g_1 K_a [H^2 - (H' - D')^2] \quad (1.56)$$

Inclinar el talón de un muro de retención es conveniente en algunos casos.

#### 1.4.3.3 Revisión de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de cimentación del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de cimentación al suelo se muestra en la figura 1.72.

Las presiones máxima y mínima son  $q_{punta}$  y  $q_{talón}$ , ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes de  $q_{punta}$  y  $q_{talón}$  se determina de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de cimentación es  $\sum V$  (columna 3, tabla 1.15) y la fuerza horizontal es  $P_a \cos \alpha$  y la fuerza resultante  $R$  es:

$$R = \sum V + P_a \cos \alpha \quad (1.57)$$

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto  $C$  (figura 1.59) es:

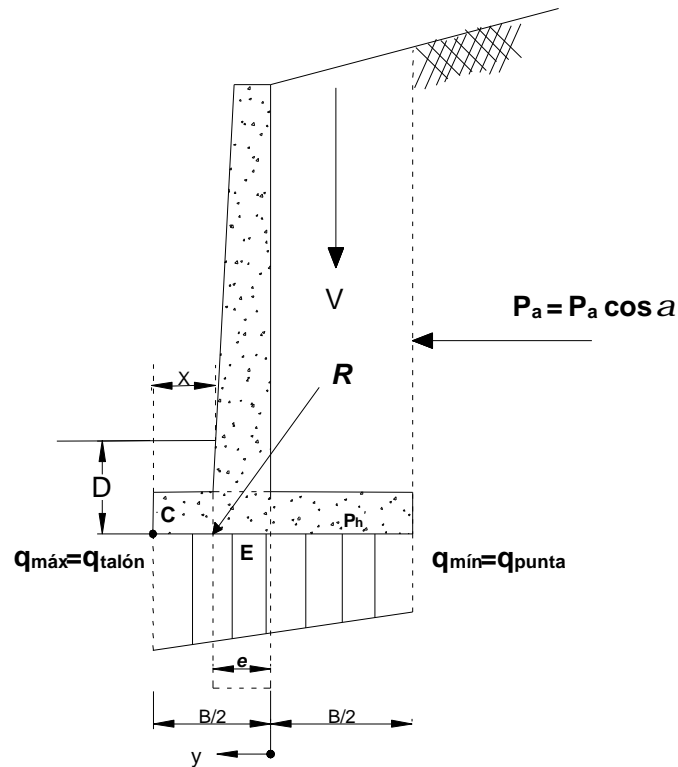
$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_O \quad (1.58)$$





Los valores de  $M_R$  y  $M_O$  fueron previamente determinados [en la columna 5, tabla 1.15 y ecuación (1.30)]. Considere que la línea de acción de la resultante,  $R$ , cruza la losa de cimentación en  $E$ , como muestra la figura 1.59. La distancia  $CE$  es entonces

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\sum V} \quad (1.59)$$



**Figura 1.72 Revisión de falla por capacidad de carga**

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante,  $R$ , se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (1.60)$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando la ecuación de la escuadría:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto} \cdot y}{I} \quad (1.61)$$



donde, el momento es:  $M_{neto} = (\sum V)e$ ,  $I$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la sección base calculado con  $I = \frac{1}{12}(1)(B^2)$ . (1.62)

Para las presiones máxima y mínima, el valor de  $y$  en la ecuación (1.62) es igual a  $B/2$ .

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (1.62), se obtiene:

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (1.63)$$

Similarmemente,

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\sum V}{(B)} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (1.64)$$

La  $\sum V$  incluye el peso del suelo, como muestra la tabla 5.3, y que, cuando el valor de la excentricidad,  $e$ , es mayor que  $B/6$ ,  $q_{m\acute{i}n}$  resulta negativa. Entonces se tendra algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; este esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que  $e > B/6$ , el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones.

La capacidad de carga última de una cimentación superficial se calcula con:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} g_2 B' N_g F_{gd} F_{gi} \quad (1.65)$$

donde, los términos que intervienen en esta ecuación son:

$$q = g_2 D$$

$$B' = B - 2e$$



$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan f_2 (1 - \text{sen} f_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{gd} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{y^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{gi} = \left(1 - \frac{y^\circ}{f_2^\circ}\right)^2$$

$$y^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos a}{\sum V} \right)$$

Los factores de forma  $F_{cs}$ ,  $F_{qs}$  y  $F_{gs}$  son todos iguales a 1 porque se tratan como los de una cimentación continua. Por esta razón, los factores de forma no se muestran en la ecuación (1.65). Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada usando la ecuación (1.64), el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina con:

$$FS_{(capacidad\_de\_carga)} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (1.66)$$



Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3. En el caso de muros de retención, el ancho  $B$  es grande, por consiguiente, la carga última  $q_u$  ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la cimentación.

Un factor de seguridad de 3 contra una falla por capacidad por carga no garantiza, en todos los casos, que el asentamiento de la estructura quede dentro de límites tolerables y requiere de una investigación más amplia.

### **1.5 Fallas estructurales en puentes por efectos sísmicos**

Los daños que producen los sismos en los sistemas de transporte suelen tener un impacto significativo en el total de las pérdidas económicas producidas por estos eventos, tanto por los gastos que provienen directamente de la rehabilitación y sustitución de las estructuras dañadas, como por los costos indirectos debidos al cierre temporal de las vías de comunicación, que afectan los tiempos de desplazamiento en las rutas comerciales durante periodos que pueden prolongarse durante varios meses.

En algunos casos, la pérdida de vidas humanas se ha incrementado de forma importante como consecuencia directa del derrumbe de algunos puentes; además, debe considerarse que la interrupción del tránsito puede obstaculizar las labores de rescate, así como el transporte de víveres, medicinas y materiales, a las zonas afectadas.

La actividad sísmica de las últimas décadas ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno, y ha dejado constancia de los grandes costos derivados de los fallos que se producen en los mismos. Sismos como los de San Fernando (1971), Tangshan (1976), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros, han provocado fallos de importancia en los sistemas de transporte, y han incrementado las pérdidas económicas de forma notable. A continuación se presenta un panorama general de la magnitud del problema, mediante una breve descripción de las consecuencias derivadas de los daños provocados en los puentes por algunos de los sismos más importantes ocurridos en el mundo en los últimos años.



De acuerdo con la información de DesRoches (2000), EQE (1989, 1994 y 1995), Ghasemi et al. (1996), Gómez et al. (2000), Maldonado (2000), Nakata et al. (1999) y Uang et al. (1999), se describen algunas características de los daños y pérdidas ocasionadas por los puentes afectados durante los últimos temblores destructivos ocurridos en el mundo.

El 17 de octubre de 1989 se generó un sismo con magnitud de ondas superficiales 7.1, que afectó seriamente a la región que ocupa la bahía de Monterey y San Francisco. El epicentro se localizó cerca del pico de Loma Prieta, en las montañas de Santa Cruz, aproximadamente a 14 *km* al noroeste de la ciudad de Santa Cruz y a 96 *km* al sureste de la ciudad de San Francisco.

La ruptura se inició a una profundidad de 18 *km* y se extendió 35 *km* a lo largo de la falla. Durante el sismo se perdieron 62 vidas humanas, de las cuales 41 se produjeron como resultado del derrumbe del viaducto Ciprés y una más por la caída de una sección del puente de la Bahía que une las ciudades de San Francisco y Oakland. El daño total en el sistema de puentes se valoró en 300 millones de dólares aproximadamente.

El derrumbe de una sección del puente de la bahía Oakland-San Francisco (figura 1.73) además de provocar la mayoría de los decesos causados por el sismo, se mantuvo cerrado por un mes, causando un serio impacto en las comunicaciones y vías comerciales en el área, ya que forma parte de una de las rutas más importantes que comunican al norte de la península de San Francisco con el resto del país, como lo reflejan las aproximadamente 300,000 personas que cruzaban el puente diariamente.

La sección que falló fue el tablero superior de un claro simplemente apoyado de 15 *m* de longitud, que conectaba dos tramos del puente con dos configuraciones estructurales distintas. Durante el sismo se presentaron oscilaciones longitudinales entre los dos tramos del puente que excedieron la longitud de apoyo de las vigas, provocando la falla de los pernos de la conexión y un desplazamiento permanente de 14 *cm* hacia el este.



***Figura 1.73 Derrumbe de un tramo de la superestructura del puente de la bahía Oakland San Francisco (Nakata et al., 1999)***

La falla más dramática producido por el sismo fue el derrumbe de 48 pilas de la estructura de doble cubierta del viaducto Ciprés (figura 1.74), atribuido a la falla de conocimiento de prácticas sísmo-resistentes en el momento de construcción del puente.

Además del efecto de columnas cortas, se generó una falla en las juntas que provocó la caída de la losa superior de las dos terceras partes de la sección norte. La capacidad a cortante de las columnas y los nudos era muy reducida, dando origen a una falla frágil en el sistema viga-columna.

Otra estructura cuyo daño tuvo serias implicaciones es el puente Struve Slough, que sufrió el derrumbe de 17 claros, debido a la falta de un adecuado confinamiento transversal y baja capacidad a cortante en el extremo superior de las columnas. La suspensión de los viajes entre el este de la bahía y San Francisco, y entre Santa Cruz y Silicón Valley, provocaron los mayores problemas de comunicación.



En especial el cierre de la autopista 17, entre San José y Santa Cruz, sobre la que transitan entre 20,000 y 30,000 personas diariamente, tuvo que permanecer cerrada durante seis semanas.



***Figura 1.74 Falla del Viaducto Ciprés, en una longitud próxima a 1.5 km (Nakata et al., 1999).***

Una lista de las principales vías que fueron cerradas al tráfico, refleja el impacto que tuvo el sismo en las rutas comerciales, como consecuencias del daño producido en los puentes:

- Las autopistas Interestatal 80 e Interestatal 880 fueron cerradas entre Berkeley y la Interestatal 980 en Oakland, debido al derrumbe de una sección del puente Ciprés.
- La autopista 17 que conecta San José con Santa Cruz fue cerrada por un periodo de seis semanas.
- El puente Benicia-Martínez fue cerrado al paso de camiones en ambas direcciones.
- El camino Interestatal 280 fue cerrado entre la US 101 y el centro de la ciudad de San Francisco.
- La US 101 fue cerrada como consecuencia del derrumbe de un paso superior de la autopista 9.
- El daño estructural en el puente San Lorenzo obligó al cierre de la Autopista 9, cerca de Santa Cruz.
- La carretera del embarcadero se cerró por daño estructural.
- Se cerró la autopista 1 a causa del derrumbe de un puente.
- La autopista 129 se cerró en el tramo del camino Aromas.



Los gastos originados por los trabajos de reparación y rehabilitación de los puentes dañados fueron estimados en 1,900 millones de dólares. Se incluye en esta cantidad el costo de los trabajos de refuerzo de los puentes de autopista del programa del sistema de Transportes de California (Caltrans), pero se excluyen los costos sociales generados por el cierre de las autopistas.

El 17 de enero de 1994 se generó un sismo con magnitud Richter 6.7, al noroeste de la ciudad de Los Ángeles, en la región de Northridge. A pesar del nivel relativamente bajo de la intensidad sísmica, los daños en el sistema de transporte fueron considerables. El conjunto de daños más espectacular fue el derrumbe de algunos pasos superiores en una de las carreteras más congestionadas en Los Ángeles y en el valle de San Fernando. Un mes después del evento, el tráfico en la zona seguía siendo limitado y muy lento, y algunas secciones de las carreteras interestatales I5 e I10 (autopista de Santa Mónica) permanecían aún cerradas.

Siete puentes sufrieron derrumbe parcial, con un costo de reparación superior a los 132 millones de dólares. Adicionalmente, se registraron daños de consideración en algunos puentes de carretera, que obligaron a cerrar durante varios meses cuatro de las mayores autopistas regionales.

De entre los 1,200 puentes localizados en la zona de Northridge, 230 requirieron reparaciones moderadas o pequeñas. Las causas de falla de los puentes más afectados pueden resumirse en las siguientes: pérdida de apoyo en las juntas; irregularidad en la rigidez de la subestructura; baja capacidad a cortante de los elementos verticales; y, la falta de un confinamiento adecuado en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

En la figura 1.75 se muestra el derrumbe de uno de los vanos del conector norte de la ruta estatal I4/I5, que fue construido en 1964.





***Figura 1.75 Derrumbe de los claros del conector norte de la ruta estatal I4/I5 (EQE, 1994)***

En la figura 1.76 se presenta una etapa del proceso de demolición de los puentes sobre la carretera Gavin Canyon, por los cuales accede el tránsito a las líneas extremas de la Interestatal 5, que es la principal conexión entre el norte y el sur de California.

Los puentes están localizados al noroeste del intercambiador I5/SR14. Estos puentes fueron construidos en 1967, y reforzados sísmicamente en el año de 1974, mediante cables de restricción en las juntas de expansión.



***Figura 1.76 Fase del proceso de demolición del paso a desnivel Gavin Canyon (EQE, 1994)***



El 17 de enero de 1995 el sismo de Kobe (Hanshin/Awaji o Hyogo-ken-Nanbu), afectó seriamente a la densamente poblada ciudad de Kobe, Japón. A este evento se le asignó una magnitud Richter igual a 7.2. La proximidad del epicentro a la población, aunado a la severidad del movimiento, provocó más de 5,500 pérdidas humanas, además de un extenso daño en las vías de comunicación. El daño ocurrido en el sistema de transporte tenía el potencial de provocar un número mucho mayor de pérdidas, ya que se considera que si el sismo se hubiese presentado algunas horas más tarde, cuando existe una saturación de los medios de transporte en la ciudad, el número de víctimas hubiera crecido en forma dramática.

El 60% de los puentes de la ciudad resultaron con algún grado de daño, con un costo estimado de reparación superior a los 10,000 millones de dólares. Las fallas más importantes ocurrieron en la vía rápida de Hanshin, aunque el daño en toda la zona afectada puede calificarse de severo y muy disperso. Los sistemas de transporte de las autopistas entre Nishinomiya y Kobe se afectaron severamente. La comunicación entre Kobe y Osaka se vio interrumpida y sólo se logró establecer en forma precaria tres semanas después del siniestro. Se contabilizaron 320 puentes con daño, 27% con daño estructural mayor.

Una de las fallas más espectaculares se presentó en la vía rápida de Hanshin, que fue construida en la década de los años sesenta y es una de las principales arterias del corredor Kobe-Osaka.

Se trata de una estructura de más de 40 *km*, elevada en casi toda la longitud. La mayor parte de la carretera esta soportada por pilas de concreto reforzado de una sola columna, separadas a una distancia aproximada de 32 *km*, muchas de las cuales fallaron por cortante o flexión en una longitud de 20 *km* (figura 1.77).

Estas fallas no sólo cerraron la vía Hanshin por un tiempo indefinido sino que además impidieron el tráfico en la ruta 43, la autopista que pasa por debajo de ella.



**Figura 1.77 Daños en la vía rápida Hanshin (EQE, 1995)**

La vía rápida Wangan, que cubre una distancia superior a los ocho kilómetros, se dañó seriamente a lo largo de toda su longitud, desde el puerto Nishinomiya hasta la isla Rokko. Uno de los daños típicos que pudieron observarse fue la falla de los apoyos, que dieron origen a hundimientos del tablero que variaron desde unos centímetros en algunas zonas, hasta más de un metro en otras. El daño se atribuyó a la ocurrencia de fuerzas mayores que las consideradas en el diseño y a los grandes desplazamientos que se experimentaron en las direcciones longitudinal y transversal de las estructuras.

El acceso al puente en arco Nishinomiya, de 252 *m* de longitud, se derrumbó aparentemente, a causa de los excesivos desplazamientos longitudinales (figura 1.78). Gracias a que el sismo se originó muy temprano, el derrumbe de este puente sólo provocó la muerte de dos personas. La vía de seis carriles quedó inutilizada durante unas semanas hasta que el daño fue reparado.



Además del tramo de acceso, uno de los cables que soportan el tablero del puente en arco experimentó deformaciones permanentes. Es importante hacer notar que el puente se había construido hacía sólo tres años.

El daño a esta moderna vía rápida, conduce a la necesidad de una revisión profunda de los criterios de diseño sísmico y a una valoración de las prácticas de diseño y construcción de los puentes nuevos, además de la evaluación de la seguridad de las estructuras existentes.

Ésta fue la primera prueba real de un sismo en puentes largos modernos y los resultados no fueron muy alentadores.



**Figura 1.78 Daños en la vía rápida Wangan (EQE, 1995)**

El epicentro del sismo se localizó a unos cuantos kilómetros del puente colgante más largo del mundo, el Akashi-Kaykio, de casi 4 *km* de longitud, y con un claro principal de 1990 *m*. En el momento que ocurrió el sismo el puente se encontraba en construcción; la subestructura y las torres ya estaban terminadas y se efectuaban los preparativos para el levantamiento de los vanos. Después de una inspección detallada de la estructura no se encontró daño estructural en ninguno de los elementos; sin embargo, el tramo central incrementó su claro en 80 *cm* debido a deformaciones permanentes del terreno de cimentación (Goto et al., 1998).



El 21 de septiembre de 1999 ocurrió un sismo con magnitud 7.6 en el centro de la isla de Taiwán, en una zona considerada por los códigos sísmicos como una región de sismicidad moderada. La ruptura se inició a poca profundidad y fue seguida por una serie de réplicas de importancia, ya que a los pocos días de ocurrido el evento principal se registraron por lo menos tres eventos de magnitud 6.8.

El sismo provocó un daño disperso en el sistema de transporte en los condados de Taichung y Nantou. Más de 40 puentes experimentaron un daño estructural severo o se derrumbaron, como consecuencia de una intensidad sísmica mayor a la esperada.

En las rutas que conducen al condado de Nantou se cerraron 6 puentes por tener daño severo o por sufrir derrumbes parciales o totales; 4 estructuras más permanecieron abiertas, con limitaciones en el peso y velocidad de los vehículos; 30 puentes más experimentaron daños debidos a rotación o hundimiento de los estribos, asentamiento de los accesos, o golpes en las zonas de las juntas de expansión. La mayor parte de los puentes que se derrumbaron se localizaban en la franja comprendida entre las fallas Chalungpu y Tamoupu-Hsuangtung, donde se observaron movimientos excesivos del terreno. Las fallas más comunes que se observaron en los puentes con daños mayores son: pérdida de apoyo, fallas por cortante en las pilas, articulaciones plásticas por flexión y rotación y hundimiento de los estribos.

En la figura 1.79 se observa el derrumbe del puente Mingchou debido a la pérdida de apoyo, y una falla típica por cortante en las pilas del puente U-Shi. Aproximadamente 10% de los puentes en la zona afectada sufrieron daño moderado o mayor.

Diez días después del sismo todavía permanecían cerrados al tráfico 45 *km* de carreteras y 400 *km* más estaban sujetos a restricciones en su capacidad. Las primeras estimaciones de pérdidas económicas totalizan 31 millones de dólares para los gastos de rehabilitación de la infraestructura de comunicación y transporte.



**(a) Pérdida de apoyo de los vanos del Puente Mingchou**



**(b) Falla a cortante de una pila del Puente U-Shi**

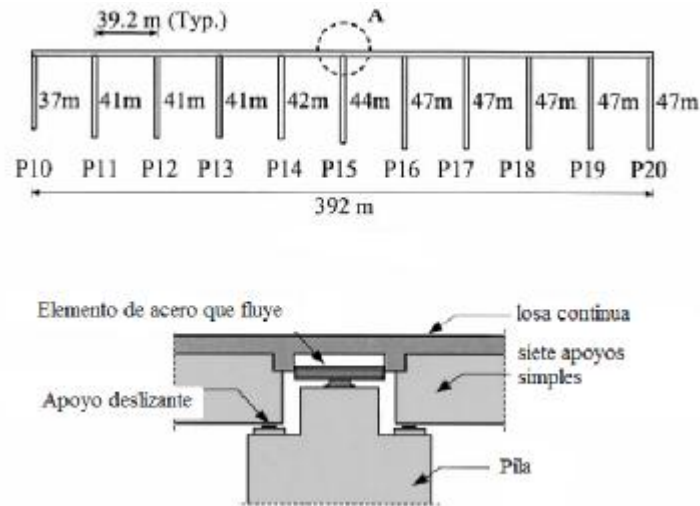
**Figura 1.79 Fallas en los puentes de Taiwán durante el sismo de Ji-Ji (Uang et al., 1999)**

El 12 de noviembre de 1999, un terremoto con magnitud de momento de 7.2 sacudió el centro-norte de Turquía. Este evento ocasionó cerca de 1,000 muertes y 5,000 heridos.

Además de muchos edificios, el Viaducto Bolu 1, que contaba con un sistema de aislamiento sísmico y que estaba en construcción al momento del sismo, sufrió daño considerable (Roussis et al., 2003). El viaducto tiene una longitud de 2.3 km y cuenta con 59 claros gemelos apoyados en 58 pilas, como se muestra en la figura 1.80. La superestructura consta de siete travesaños presforzados de sección cajón simplemente apoyadas sobre apoyos pot con superficies deslizantes. La losa es continua sobre las pilas para formar superestructuras continuas de 10 claros. Un tramo tipo del viaducto entre las pilas P10 y P20 se presenta en la figura 1.81.

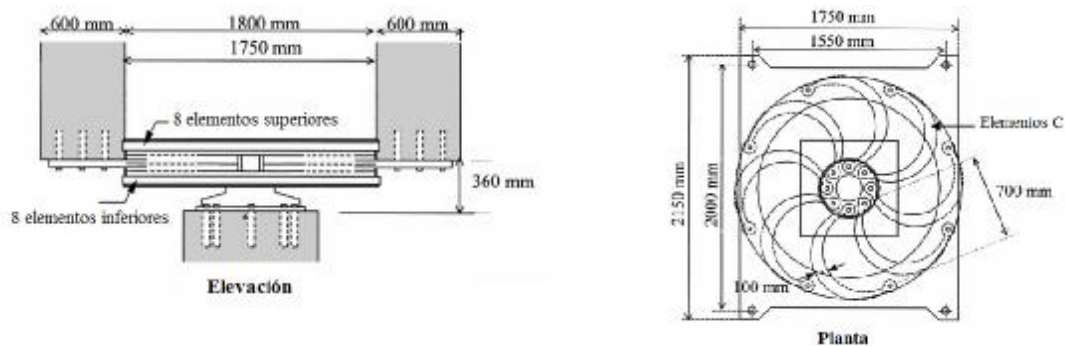


**Figura 1.80 Vista general del Viaducto Bolu 1 (Roussis et al., 2003)**



**Figura 1.81 Vista en elevación de pilas (Roussis et al., 2003)**

El viaducto incorpora un sistema de dispositivos de acero que disipan energía mediante su fluencia, instalados en el cabezal de cada pila, para formar, junto con los apoyos deslizantes, un sistema de aislamiento sísmico, como se observa en la figura 1.85. En la figura 1.83 se muestran los detalles de los dispositivos metálicos.



**Figura 1.82 Detalles de los disipadores metálicos (Roussis et al., 2003)**

Cada dispositivo metálico está formado por un anillo interior y un exterior interconectados por 16 elementos de acero en forma de "C" en una configuración radial. Los anillos interior y exterior se conectan a la subestructura y a la superestructura, respectivamente.

Cuando la superestructura se mueve con relación a la subestructura los elementos C se deforman, fluyen y disipan energía.



Más aún, se incorporaron conectores sísmicos (shock transmission devices) entre los disipadores de acero y la subestructura en la dirección longitudinal del viaducto. Este sistema permite el libre movimiento longitudinal de la superestructura respecto a la subestructura debido a contracción, flujo plástico y variaciones de temperatura, y conecta bajo movimientos dinámicos para hacer trabajar los disipadores metálicos. También se usaron cables restrictores en las juntas de expansión para prevenir la caída de la superestructura durante la ocurrencia de sismos extraordinarios. El diseño del viaducto se realizó con las normas AASHTO de 1992 y los criterios de aislamiento sísmico del propio diseñador.

Las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño se determinaron mediante análisis paso a paso no lineales usando siete acelerogramas artificiales unidireccionales. El diseño de la estructura se hizo usando los valores promedio de las máximas fuerzas y desplazamientos obtenidos de los siete análisis. El desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento se estimó en 320 *mm*, pero los apoyos deslizantes sólo tenían una capacidad de desplazamiento de 210 *mm* y los disipadores metálicos contaban con una capacidad última de deformación de 480 *mm* obviamente, de entrada hay una clara inconsistencia en el diseño, ya que la capacidad de los apoyos era menor que el desplazamiento de diseño, mientras que la capacidad de los disipadores era mayor.

El viaducto se vio sometido a un movimiento de fuente cercana caracterizado por grandes pulsos de velocidad y deformaciones tectónicas permanentes. Como consecuencia, la superestructura del viaducto sufrió grandes desplazamientos permanentes respecto a las pilas, quedando los extremos de las traveses separados de sus apoyos del orden de 1000 *mm* en dirección longitudinal y 500 *mm* en dirección transversal (Roussis, 2003). Los 1,638 apoyos deslizantes de 819 traveses fallaron completamente, se encontraron con sus partes dislocadas, fuera de su sitio.

La figura 1.84 muestra una vista de las conexiones falladas de los disipadores metálicos en una junta de expansión. Afortunadamente las traveses contaron con suficiente longitud de asiento en los cabezales de las pilas y con cables restrictores en las juntas, lo que impidió la caída de la superestructura.





A partir de la breve descripción de los efectos que han producido algunos sismos sobre los puentes, resulta evidente el fuerte impacto económico derivado de los daños en este tipo de estructuras. En algunos casos, la ocurrencia del sismo en horas de poco movimiento de personas y vehículos evitó que el número de pérdidas humanas creciera en forma significativa. Es importante recalcar que, además de los costos directos que se requieren para rehabilitar las estructuras dañadas, la interrupción del tránsito en los puentes afectados impide la rápida movilización de personas y materiales, dificultando las acciones de emergencia que se desarrollan en los días posteriores al terremoto. Si la estructura requiere de varias semanas o incluso meses para su rehabilitación, los costos indirectos generados por la obstrucción del tránsito pueden encarecer las pérdidas en forma dramática.



***Figura 1.83 Falla de las conexiones de los disipadores metálicos en una junta de expansión***

Todos estos hechos han obligado a los profesionales e instituciones responsables de la seguridad de este tipo de estructuras a revisar los procedimientos de diseño y construcción de puentes localizados en zonas sísmicas, con el propósito de evitar no solamente el derrumbe de los puentes, sino procurar que los daños potenciales durante un temblor, no conduzcan al cierre temporal de la vía de comunicación de la cual forma parte. Esta preocupación se extiende no sólo a los proyectos de puentes nuevos, sino también a los proyectos de rehabilitación de los puentes existentes, muchos de los cuales no cumplen con los criterios de seguridad que se recomiendan en las normas vigentes.



## **CAPÍTULO 2**

### **CARACTERÍSTICAS DE PUENTES VEHICULARES EN MÉXICO**

#### **2.1 Los puentes en México**

A pesar de que la siguiente recopilación no proporciona toda la información que se requiere para estimar las características dinámicas de un puente, ni describe todas las variables que se relacionan con los daños sísmicos, sí proporcionan datos importantes para clasificar e identificar estructuraciones típicas en el país.

La experiencia adquirida con el análisis de daños provocados por eventos sísmicos en puentes, es una fuente de información importante que debe considerarse cuando se proponen modelos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras.

Adicionalmente, el conocer las características particulares y estado actual de las estructuras en una región proporciona información adicional necesaria para estimar la probabilidad de daño sísmico en el futuro. Con el objetivo de conocer características generales de los puentes en el país se recopiló información de los proyectos estructurales de puentes en el país y se consultaron otras fuentes entre las que destacan los reportes SIPUMEX (Sistema de Puentes Mexicanos, 1992), ya que es uno de los programas más importantes para determinar el estado físico de puentes en México es el utilizado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para la conservación de estas estructuras. Iniciado en 1992, tiene como principal objetivo contar con un procedimiento sistemático para atender las necesidades de rehabilitación y mantenimiento de los puentes en México. Dentro del programa, la SCT realiza periódicamente inspecciones visuales a los puentes para determinar su estado y programar los trabajos necesarios para su conservación.

Se analizaron 81 puentes localizados en doce estados de la República, siete estados están localizados en zonas de moderada y alta sismicidad (Distrito Federal, Michoacán, Chiapas, Jalisco, Estado de México, Guerrero y Puebla) y cinco en zonas de baja sismicidad (Sonora, Nuevo León, Morelos, Chihuahua y San Luis Potosí).



Entre los principales resultados se destaca que la mayor parte de las reparaciones requeridas se deben a agrietamiento por flexión y por cortante, deterioro de apoyos presentando socavación y erosión en la subestructura, fallas en los topes laterales y deterioro en juntas.

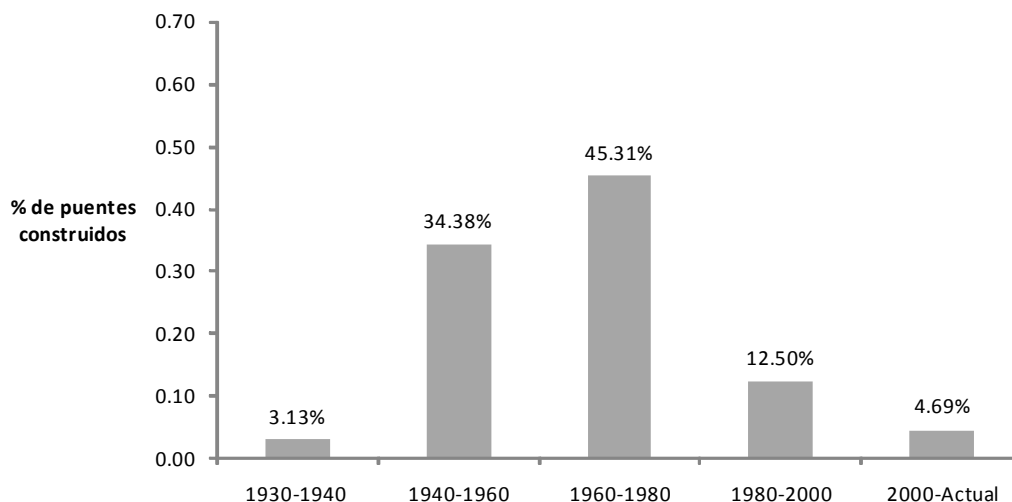
La mayoría de los problemas derivan de un mantenimiento inadecuado y diferido, a la falta de capacidad de carga por el incremento de la carga viva durante la vida útil de los puentes y en menor grado a defectos constructivos.

Las siguientes gráficas muestran un resumen de las características generales de algunos parámetros de importancia para estimar el comportamiento sísmico esperado de los puentes, derivadas del análisis de la información recopilada. La gráfica 2.1 muestra el año de construcción de los puentes analizados.

### 2.1.1 Año de construcción

Como se observa, la mayor parte se construyeron en el periodo de 1960-1980, lo que significa que muy probablemente fueron construidos utilizando los proyectos tipo de la época. Esto permite estimar los armados de algunos de sus elementos y las características geométricas generales (gráfica 2.1).

**Gráfica 2.1 Año de construcción de la muestra de puentes**





Se observa que el 82.8 % de los puentes existentes fueron construidos antes de 1980, fecha de gran relevancia, pues es a partir de esa década que ocurre lo siguiente:

- Se incrementan las cargas vivas de diseño para puentes en nuestro país
- Se modifican los criterios de diseño sísmico a raíz de del avance del conocimiento en la dinámica estructural
- Se cuenta con bases de datos y análisis sobre los efectos destructivos de temblores ocurridos en distintas partes del mundo
- Crece notablemente el número de registro de temblores
- Se actualizan los códigos de diseño de puentes y de diseño sísmico que se emplean en México
- Se emplean modelos de análisis y diseño más sofisticados como resultado del uso creciente de las computadoras.

Estas condiciones marcan un parte-aguas sobre los criterios de análisis y diseño de las estructuras. Es de esperarse que los puentes construidos al inicio del siglo XXI se encuentren en mejores condiciones de seguridad, aunque sólo el 4.7 % de la muestra de puentes se construyeron en esta época. El 12.5 % de los puentes fueron construidos en los años comprendidos entre 1980 y 2000, representan una transición entre ambas etapas.

Antes de 1960, el diseño sísmico parece haber estado ausente en el caso de los puentes. A pesar de que 37.5 % de los puentes de la muestra fueron construidos antes, no se han reportado daños importantes en ese conjunto durante los últimos sismos destructivos ocurridos en México.

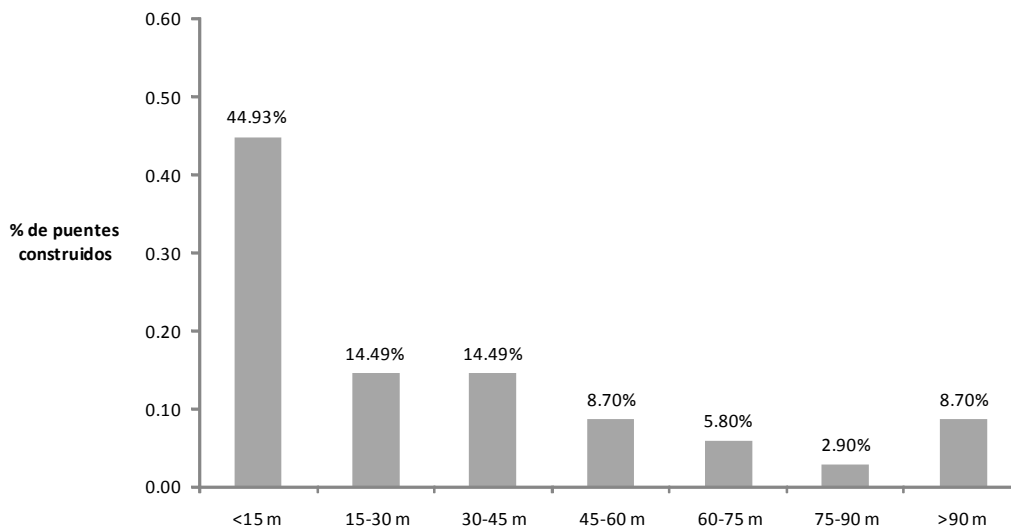
La razón fundamental es la alta rigidez y capacidad lateral proporcionada por la subestructura, para las dimensiones de claros y alturas de pilas de los puentes de esa época.



### 2.1.2 Longitud de los puentes y los claros

La longitud total de los puentes (gráfica 2.2), es importante para estimar la importancia del puente, la posibilidad de que se produzca un movimiento fuera de fase en los apoyos y la posibilidad de tener irregularidades que afecten la respuesta longitudinal y/o transversal del puente.

**Gráfica 2.2 Longitud total de los puentes**



Como se observa en la gráfica anterior, más de la mitad de los puentes el 55 % son mayores que 15 m y 40 % son mayores que 30 m, además, debido a que la información procede principalmente de carreteras libres de cuota, un porcentaje significativo de los puentes quedan comprendidos en el intervalo de menos de 15 m de longitud.

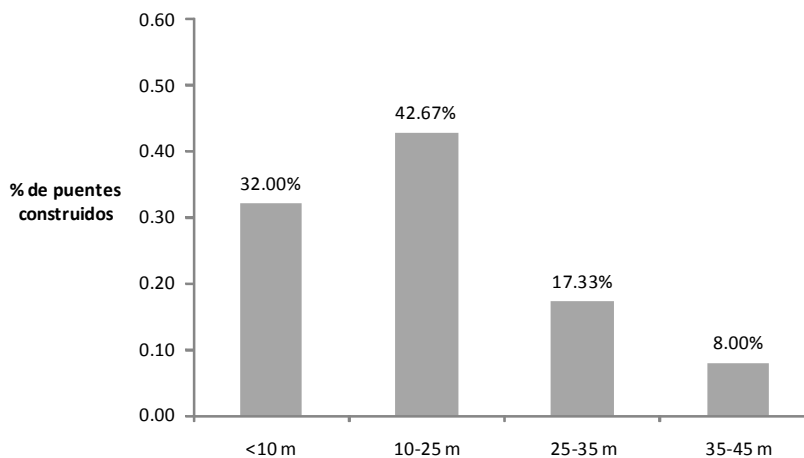
Por otro lado, cabe destacar que cuatro puentes de la muestra tenían longitudes superiores a 200 m.

La gráfica 2.3 muestra la distribución de los puentes como función de la longitud del claro mayor. Este parámetro está probablemente más relacionado con la importancia de la estructura.



La mayor parte de los puentes construidos con los proyectos tipo tienen claros entre 10 *m* y 25 *m*. Existe, sin embargo, una proporción considerable de puentes pequeños con una altura menor a los 10 *m* y con claros entre 25 *m* y 35 *m*.

**Gráfica 2.3 Longitud máxima del claro de los puentes**



En la mayor parte de los puentes se encuentra que los claros son de longitudes semejantes, sin embargo, en un porcentaje no despreciable de casos, se observan variaciones en la longitud, del orden del 50%.

En los puentes en arco, los accesos del puente tienen longitudes significativamente inferiores a los del tramo principal que se salva mediante la estructura en arco y la unión de ambas estructuras es una zona potencialmente peligrosa, pues no existen elementos que restrinjan el movimiento transversal ni longitudinal.

Otro aspecto que debe tenerse en cuenta es que los métodos de análisis simplificados no pueden aplicarse en el caso de variaciones significativas de la rigidez a lo largo del puente.

Además, cuando el puente es de gran longitud, 4.7 % de los casos de la muestra tienen una longitud superior a los 250 *m*, los efectos de variación espacial deben evaluarse cuidadosamente.

### 2.1.3 Uso de pilas y estribos

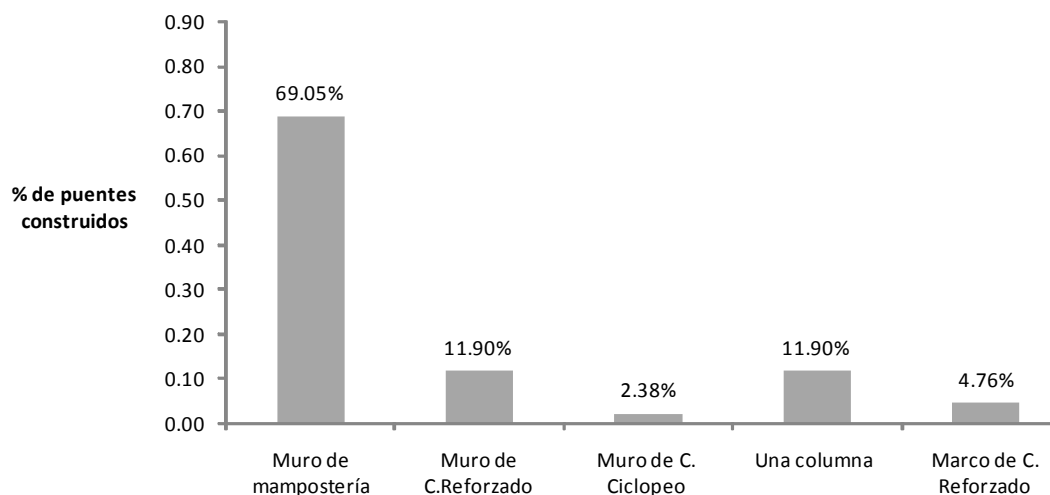


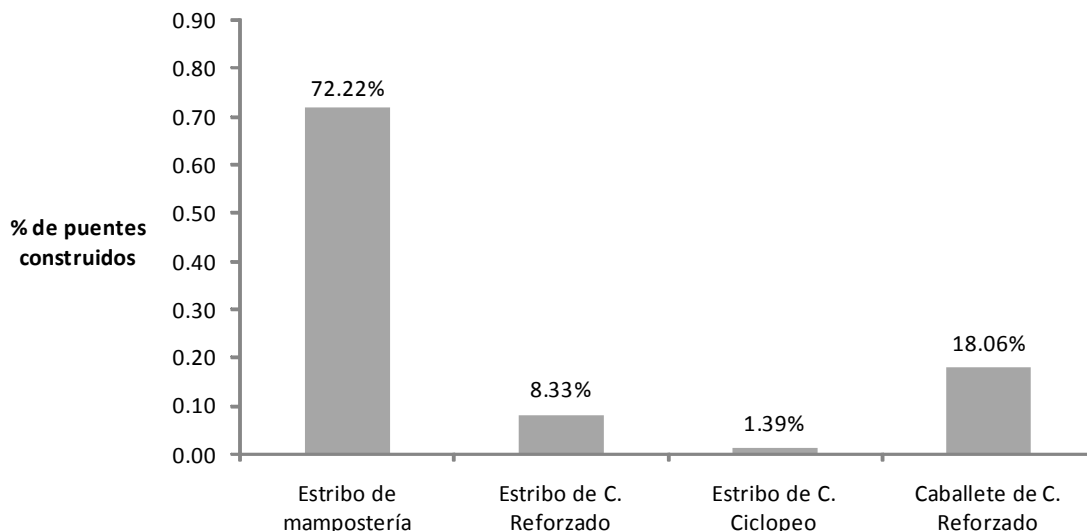
Respecto al tipo de subestructura utilizada en los puentes de la muestra, la gráfica 2.4 muestra el tipo de pilas y la gráfica 2.5 el tipo de estribos empleados.

Respecto al tipo de pilas la mayor proporción corresponde a muros de mampostería y en mucha menor proporción a muros de concreto reforzado, pilas con una sola columna, pilas tipo marco con varias columnas y muros de concreto ciclópeo, en orden descendente.

El relativo poco número de puentes apoyados en pilas formadas por columnas de concreto reforzado es probablemente uno de los factores que justifica los daños menores hasta ahora producidos por los temblores en la República Mexicana. No obstante, es importante señalar que la mayor parte de la información recabada corresponde a caminos libres de cuota y que podría modificarse si se incluyen datos relativos a las autopistas en el país.

**Gráfica 2.4 Uso de pilas o muros intermedios empleados en los puentes**



**Gráfica 2.5 Uso de estribos en los puentes**

Además de los estribos, las pilas son los elementos de un puente con mayor susceptibilidad de experimentar daño durante un sismo. Las pilas sólidas tipo muro de mampostería o concreto, que soportan puentes de claros cortos, son suficientemente resistentes y rígidas para asegurar un buen comportamiento sísmico. Esta es una explicación del porque los puentes existentes, con varias décadas de vida, se han comportado satisfactoriamente.

Los puentes de grandes claros y los que tienen pilas de concreto tipo marco o de una sola columna, que fueron construidos antes de 1980, deben estudiarse cuidadosamente, pues los detalles de armado pueden no ser los adecuados. Los traslapes, separación y anclaje de estribos, los cortes de varillas en zonas críticas y otros problemas observados en sismos destructivos, reducen drásticamente la ductilidad y capacidad de rotación de las articulaciones plásticas.

#### **2.1.4 Altura máxima de la subestructura**

Los estribos de los puentes a diferencia de las pilas, son construidos en una mayor proporción con muros de mampostería.

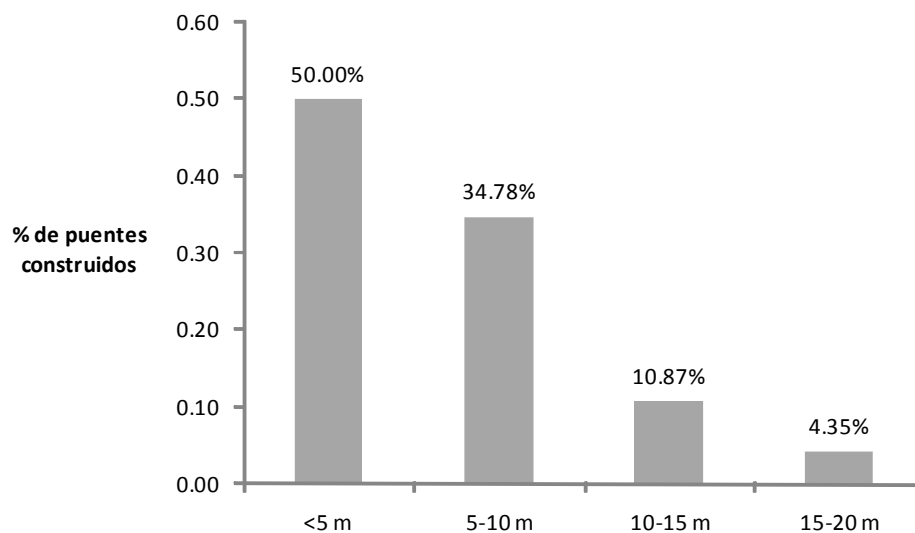




En varios casos de los puentes analizados se cuenta con la altura de cada una de las pilas. En otros, sólomente con información relativa a la altura máxima bajo las estructuras.

Con estos datos se elaboró la gráfica 2.6 que muestra la distribución de alturas de la subestructura. La mayor parte de los puentes tienen una altura pequeña ( $<5\text{ m}$ ), aunque una proporción importante (34.78 %) se ubican en el intervalo de  $5\text{ m}$  a  $10\text{ m}$ , como se muestra en las figuras 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5 y 2.6.

**Tabla 2.6 Altura máxima de la subestructura**



**Figura 2.1 Av. Revolución y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.2 Patriotismo y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.3 Av. Minería y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.4 Cuauhtémoc y Viaducto Miguel Alemán**



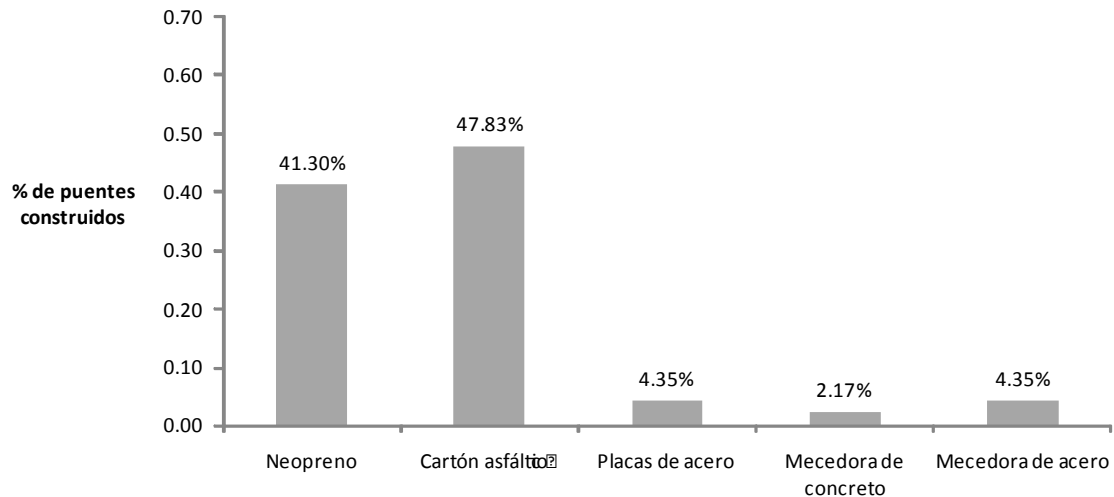
**Figura 2.5 Patriotismo y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.6 División del Norte y Viaducto Miguel Alemán**

### 2.1.5 Apoyos en los puentes

Respecto al apoyo de la superestructura en las pilas, la mayor parte de los puentes se apoyan sobre cartón asfáltico que se utilizaba tanto para la junta de expansión como en los apoyos. La cifra de puentes con este tipo de apoyos ha ido disminuyendo considerablemente con el tiempo debido a que varios de estos puentes se han rehabilitado también han cambiado los apoyos por placas de neopreno. Un menor número de puentes conservan todavía apoyos que en la actualidad prácticamente no se usan más (gráfica 2.7).

**Gráfica 2.7 Tipo de apoyo de la muestra de puentes**

En los análisis de daños sísmicos de puentes, se ha determinado que la irregularidad originada por los cambios de rigidez es un factor de consideración. La concentración de la fuerza en los elementos más rígidos y los daños que se producen en las fronteras entre segmentos de puentes debido a movimientos fuera de fase, especialmente en los apoyos, es una constante en los daños observados.

Los puentes construidos antes de 1960, que representan 37.5% de la muestra, se apoyan directamente sobre cartón asfáltico, que es el mismo material que se empleaba para las juntas de construcción. Sin embargo, a los puentes que han sido rehabilitados en las últimas décadas, se les han colocado apoyos de neopreno laminados.

Este tipo de apoyos ha mostrado un buen comportamiento bajo las cargas y condiciones ambientales a las que están sometidos los puentes. A pesar de ello, en algunos casos, ha sido necesario sustituir los apoyos de neopreno, pues el área del apoyo y/o el trabajo de vulcanizado no eran los apropiados, observándose problemas de deformación volumétrica excesiva del neopreno entre las capas de acero.



Por lo que respecta a los apoyos tipo mecedora, éstos se encuentran en condiciones inestables por la pérdida de apoyo total que han experimentado con el tiempo. En los apoyos metálicos se observan problemas de oxidación por falta de mantenimiento, que pueden degenerar en problemas serios si no se atienden oportunamente.

Es importante considerar la influencia de los apoyos en la evaluación de los periodos de vibración, ya que la flexibilidad propia del apoyo reduce en forma significativa la rigidez del conjunto pila-apoyo. Esta situación modifica las frecuencias de vibración, la distribución de fuerzas entre los elementos verticales y los desplazamientos máximos.

La experiencia obtenida en los últimos años ha permitido establecer algunas medidas de protección de los puentes contra los eventos sísmicos. Tradicionalmente, se ha recurrido a la modificación de la rigidez, masa o geometría de una estructura, cuando se intentan reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos que se generan como resultado de las oscilaciones provocadas por un sismo, y se confía a la ductilidad del sistema la capacidad de disipar la energía adicional en el caso de sismos extremos.

Como alternativa, el control de vibraciones es una de las estrategias que se han propuesto en los últimos años para controlar los desplazamientos y las fuerzas de inercia que se generan en los puentes durante un temblor, y consiste en el uso de dispositivos externos de carácter pasivo o activo. El criterio en el que se basa esta estrategia de control se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación.

La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño en los elementos que la forman.

El único puente que ha sido aislado sísmicamente en México es el puente Infiernillo II. Se trata de un puente nuevo que cruza la presa de Infiernillo en el estado de Michoacán, con una longitud total de 520 m, distribuidos en cinco tramos simplemente apoyados de 104 m cada uno.



Los apoyos consisten en un sistema deslizante multidireccional que disipa la energía mediante fricción, al ajustar la presión interna aplicada a las placas de contacto (Gómez et al., 2001).

El uso de aisladores en puentes existentes permite una mejor redistribución de las fuerzas entre los elementos verticales. Cuando es necesario reforzar la cimentación de las pilas, el uso de aisladores puede disminuir los elementos mecánicos en la cimentación, lo que representa un ahorro importante en el costo del refuerzo (Jara y Casas, 2002).

Por lo que respecta a los puentes nuevos de claros medios y cortos, el uso de aisladores sísmicos y disipadores de energía constituyen una opción atractiva.

## **2.2 Deficiencias y condiciones de los puentes en México**

Como etapa final en la identificación de las deficiencias sísmicas de los puentes existentes en la República Mexicana, se presentan los principales parámetros que tienen influencia en la vulnerabilidad de este tipo de estructuras. Los comentarios que siguen se derivan de las experiencias adquiridas a través del daño de puentes en México y otras partes del mundo, así como de la información proveniente de levantamientos físicos, cabe mencionar que los datos obtenidos representan una muestra todavía incompleta sobre las características de los puentes en México.

Por un lado, la mayor parte de los datos procede de carreteras libres de cuota, por lo que la muestra refleja el caso de puentes de claros pequeños, con estribos y pilas de mampostería con secciones transversales generosas y alturas reducidas, características que los hacen poco vulnerables a la acción sísmica.

Por otra parte, el número de puentes sobre los que se tiene información, representan el 1.5% de la población de puentes existentes en el país. Por las razones anteriores, se planea continuar con la captura de información para incrementar la muestra actual y concentrar los esfuerzos en carreteras de mayor importancia que complementen los datos hasta ahora obtenidos.

A continuación se comentan brevemente las condiciones de los principales parámetros que intervienen en la capacidad sísmica de este tipo de estructuras.



### 2.2.1 Estado de conservación

Es evidente que los puentes requieren de un trabajo permanente de conservación y mantenimiento. Aunque la SCT tiene implementado dicho programa, es frecuente encontrar puentes con distintos tipos de problemas derivados de la falta de mantenimiento.

La mayor parte de los problemas que se reportan, no están asociados a daños sísmicos, no obstante, su existencia reduce la capacidad del puente para soportar eventos sísmicos futuros. Los problemas observados pueden dividirse en tres categorías:

### 2.2.2. Problemas estructurales

Los principales problemas encontrados son grietas por flexión y cortante, debido a la falta de capacidad de los elementos originada en ocasiones por el incremento de las cargas de diseño.

En las figuras 2.7, 2.8, 2.9, 2.10, 2.11 y 2.12 se observan algunos daños estructurales en puentes vehiculares ubicados en el área del Distrito Federal.



**Figura 2.7 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.8 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.9 Av. Insurgentes y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.10 Av. Coyoacan y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.11 Av. Isabela la Católica y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.12 Av. Bolívar y Viaducto Miguel Alemán**

### 2.2.3 Problemas de cimentación

Se originan en la socavación y/o erosión de las cimentaciones de pilas, estribos, aleros y terraplenes de los accesos. Este tipo de problemas son bastante comunes y en algunos casos ponen en alto riesgo la estabilidad del puente, tanto por la acción de avenidas futuras, como por la acción de un sismo. Como se muestra en las siguientes figuras.



**Figura 2.13 Av. Medellín y Viaducto Miguel Alemán**



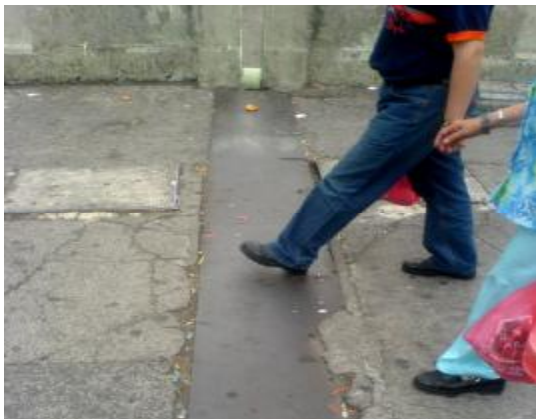
**Figura 2.14 Cuauhtémoc y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.15 Cuauhtémoc y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.16 Cuauhtémoc y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.17 Cuauhtémoc y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.18 Av. 5 de febrero y Viaducto Río de la Piedad**





**Figura 2.19** *Isabela la Católica y Viaducto Miguel Alemán*



**Figura 2.20** *Calzada de la Viga y Viaducto Rio de la Piedad*

Los puentes más recientes que salvan claros con mayor altura y longitud, con pilas más esbeltas y de menor rigidez relativa, incrementan su vulnerabilidad sísmica si no han sido diseñados conforme con los criterios recientes de diseño sísmico.

Una observación importante surgida de la revisión de los puentes, es que no se aprecia una diferencia en las dimensiones de las pilas entre puentes ubicados en zonas de alta sismicidad y zonas de baja sismicidad (zonas D y A de la regionalización sísmica de la República Mexicana respectivamente).

Esta situación, que deberá ser confirmada con un mayor número de puentes, refleja la ausencia de un diseño sísmico apropiado, o bien, que la acción del sismo no gobierna las dimensiones de diseño.

La altura de las pilas exige, en algunos casos, la consideración de los efectos de esbeltez en el dimensionamiento. El 4.35 % de la muestra de puentes analizada tienen alturas superiores a 15 m. Debe tenerse presente que la altura de las pilas está ligada estrechamente con el periodo de vibración del puente y con la posible amplificación dinámica por su relación con el tipo de suelo de sustentación.



## 2.2.4 Problemas de mantenimiento

Es frecuente encontrar problemas de oxidación y en algunos casos estados de corrosión avanzados, en elementos metálicos principales, en apoyos y en elementos de anclaje o sujeción. En los elementos de concreto se observan humedades en pilas y estribos debido a escurrimientos provenientes de drenes y juntas.

En la figuras 2.21 a la 2.26 se muestran las fallas debido a falta de mantenimiento en puentes vehiculares del D.F. La falta de mantenimiento en la carpeta y en la limpieza de los drenes de las bajadas de agua pluvial genera que los materiales como el concreto se corroa, o se produzcan baches en los terraplenes de acceso.



**Figura 2.21 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.22 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.23 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.24 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.25 Av. Medellín y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.26 Av. Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**

## **2.3 Condiciones de los puentes en México**

### **2.3.1 Observaciones sobre los daños**

Se concluye que las causas más comunes de daño en los puentes durante una excitación sísmica, son los que se resumen en los siguientes aspectos generales:

- Subestimación de los desplazamientos y fuerzas de diseño.
- Existencia de puentes construidos con criterios de diseño que no contemplan, ni los detalles constructivos, ni las configuraciones estructurales apropiadas para zonas sísmicas.
- Presencia de fallas activas cerca de las estructuras que dan origen a movimientos no previstos en el diseño.
- Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la subestructura, que lleva a una concentración de la fuerza de inercia en pocos elementos y ocasiona movimientos de torsión significativos.
- Baja capacidad para soportar fuerzas cortantes en los extremos de las columnas y en los nudos.
- Pérdida de la conexión entre la superestructura y la subestructura, debido a longitudes de asiento insuficientes, y a la baja capacidad de pernos y conectores de los apoyos.
- Ausencia de elementos que restrinjan los movimientos laterales y longitudinales de la superestructura. En el caso de los topes laterales que se han empleado en algunos puentes mexicanos, se han observado deficiencias en la resistencia y en la distribución del armado.

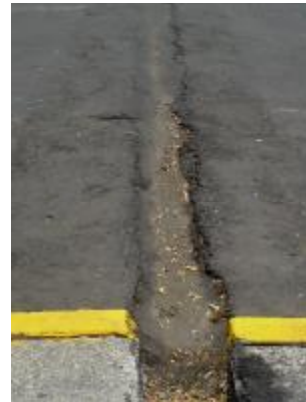


- Falta de confinamiento adecuado y baja capacidad de rotación en las zonas de formación de articulaciones plásticas.
- Rotación y hundimiento de los estribos
- Licuación de arenas
- Ocurrencia de eventos con magnitudes superiores a las previstas por los códigos de construcción.

Algunos de los daños más comunes en los terraplenes de acceso, juntas de dilatación, juntas de aproximación y muros cabeceros, de puentes vehiculares se muestran de las figuras 2.27, 2.28, 2.29, 2.30, 2.31, 2.32, 2.33, 2.34, 2.35, 2.36, 2.37 y 2.38.



**Figura 2.27 Monterrey y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.28 Isabel la Católica y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.29 Insurgentes y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.30 Coyoacan y Viaducto Miguel Alemán**



**Figura 2.31** Isabel la Católica y Viaducto Miguel Alemán



**Figura 2.32** Lázaro Cárdenas y Viaducto Miguel Alemán



**Figura 2.33** Avenida Revolución y Viaducto Miguel Alemán



**Figura 2.34** Avenida Patriotismo y Viaducto Miguel Alemán



**Figura 2.35** Circuito Interior



**Figura 2.36** Circuito Interior



***Figura 2.37 Av. Minería y Viaducto Miguel Alemán***



***Figura 2.38 Av. Minería y Viaducto Miguel Alemán***



## CAPÍTULO 3

### CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN

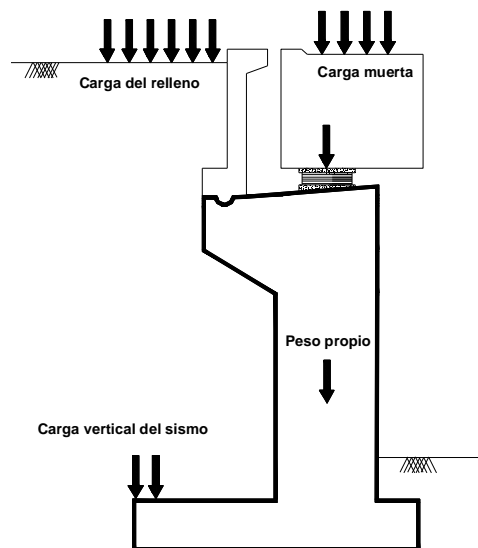
#### 3.1 Acciones de diseño en los estribos

Se distinguen dos tipos de cargas sobre los estribos:

- a) Las acciones generadas por condiciones de trabajo de la estructura o tablero.
- b) Las acciones generadas por el empuje del suelo que forma el terraplén.

Se consideran las acciones en dos direcciones vertical y horizontal se dividen de la siguiente manera:

1. En la dirección vertical (figura 3.1)
  - El peso propio, que se obtiene de sumar el peso de distintos elementos estructurales (muro, frontal, murete de guarda, zapata, etc.)
  - La carga muerta
  - Asientos
  - El tren de carga vertical
  - Acción del viento (vertical y el vuelco que resulta)
  - Cambios de temperatura,  $\Delta q$
  - Componente vertical del sismo

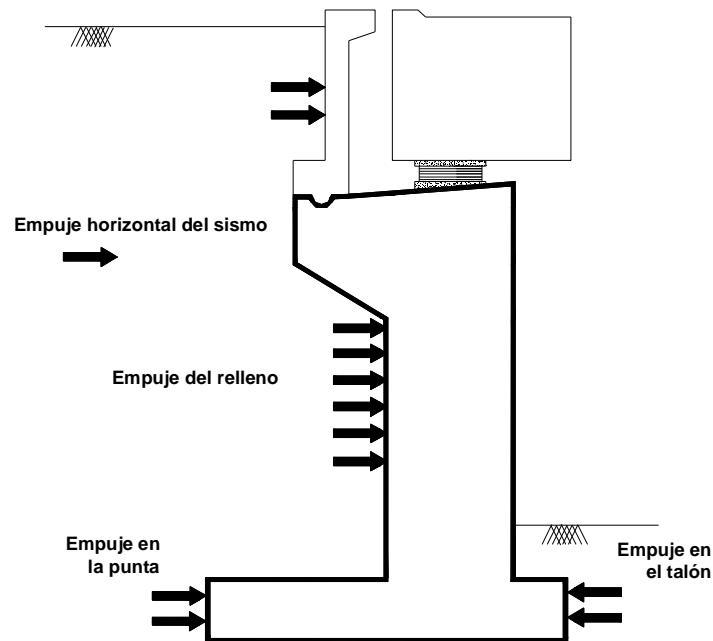


**Figura 3.1 Acciones verticales de diseño sobre un estribo**



2. En la dirección horizontal (figura 3.2)

- El empuje del suelo sobre el talón de la cimentación
- El empuje del suelo sobre la punta (puntera) de la cimentación
- Empuje del suelo y rozamiento debido al material de relleno y al tren de cargas
- Posible empuje horizontal sobre la punta de la cimentación
- Reacción del terreno de cimentación
- Empuje dinámico del suelo debido a sismo



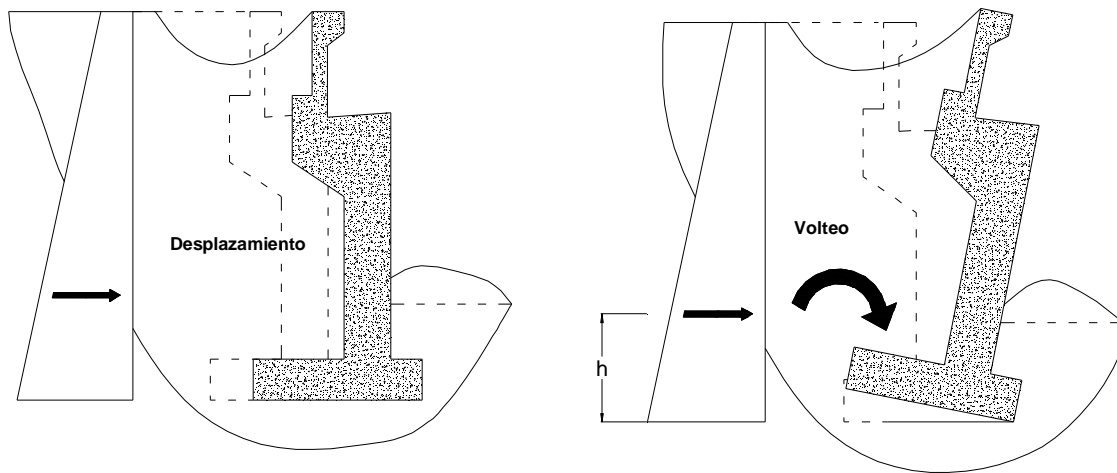
**Figura 3.2 Acciones horizontales de diseño sobre un estribo**

### 3.2 Estados límite a verificar en el diseño

Se definen como estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. La denominación de Estados Límite Último engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura. Deben considerarse las fallas por equilibrio (figura 3.3) y los más comunes que se presentan en los estribos son:

1. Deslizamiento
2. Volteo
3. Entorno de estabilidad



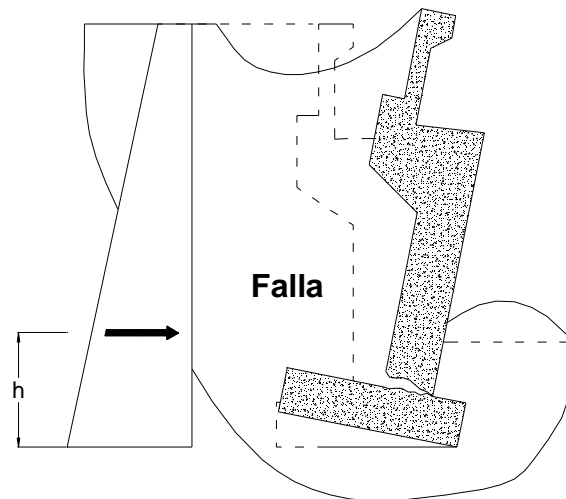


**Seguridad frente al deslizamiento**

**Seguridad frente al volteo**

**Figura 3.3 Fallas por equilibrio**

Es posible que se presente falla estructural debido a las fuerzas horizontales sobre el estribo (figura 3.4).



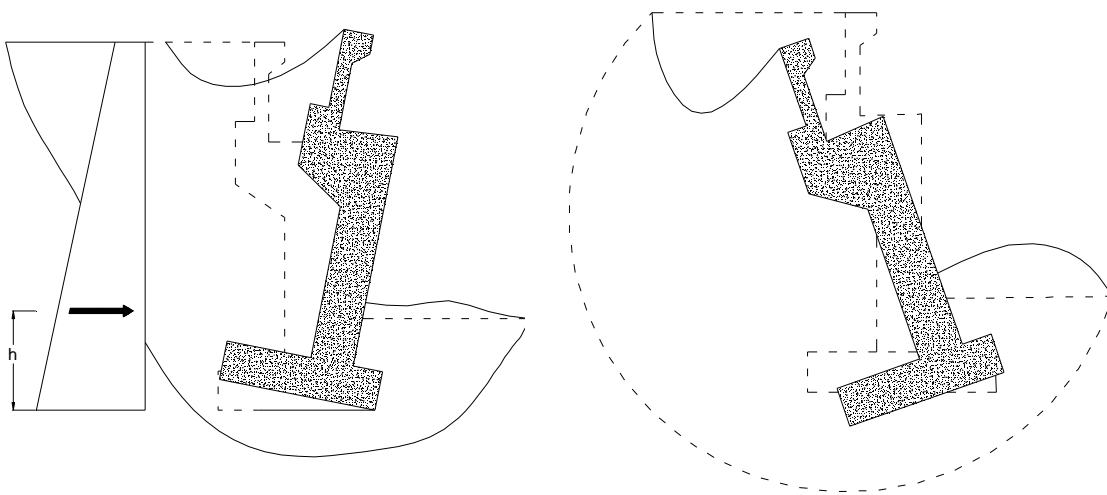
**Figura 3.4 Estado límite último por rotura o falla estructural**



Para el caso de los estados límite de servicio se engloban todos aquéllos para los que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspecto requeridos.

Se pueden apreciar fallas producidas por el tipo de suelo de cimentación las cuales se muestran gráficamente en la figura 3.5, en este caso son:

1. Falla por plastificación del terreno
2. Falla por deslizamiento profundo



***Falla por plastificación del terreno***

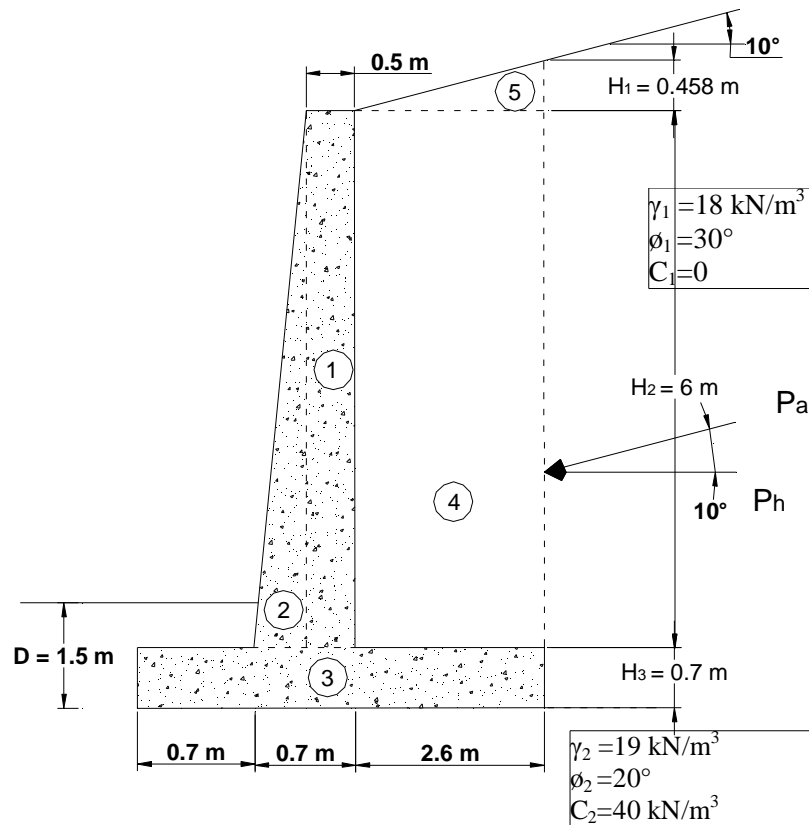
***Falla por deslizamiento profundo***

***Figura 3.5 Estados límite de servicio***



### 3.3 Ejemplo de cálculo de un muro de retención

En la figura 3.6 se muestra la sección transversal de un muro de retención en voladizo. Se requiere calcular los factores de seguridad con respecto al volteo, al deslizamiento y a la capacidad de carga.



**Figura 3.6 Muro en voladizo**

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro es  $P_p = \frac{1}{2} g_1 H^2 K_a$ .

Para  $f_1 = 30^\circ$ ,  $a = 30^\circ$ ,  $K_a$  es igual a 0.350. Entonces,

$$P_a = \frac{1}{2} (18)(7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \text{sen} 10^\circ = 161.4(\text{sen} 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4(\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$



Para calcular el factor de seguridad contra volteo se construye la tabla 3.1

**Tabla 3.1 Determinación del Momento resistente**

Sección no	Área (m <sup>2</sup> )	Peso/unidad de longitud del muro (kN/m)	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento (kN-m)
1	(6)(0.5) = 3	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	(4)(0.7) = 2.8	66.02	2.0	132.04
4	(6)(2.6) = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\sum V = 470.45$		$\sum 1128.98 = M_R$

El momento de volteo,  $M_o$ , es

$$M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left( \frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN} - \text{m}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \left( \frac{\sum M_R}{M_o} \right) = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2$$

Bien

Para calcular el factor de seguridad contra deslizamiento se tiene:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 f_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos a}$$

Con

$$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$



También

$$P_p = \frac{1}{2} K_p g_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{f_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5m$$

Entonces

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{(2.04)(1.5)}) = 43.61 + 171.39 = 215kN / m$$

Por consiguiente

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(470.45) \tan \left( \frac{2 \times 20}{3} \right) + (4) \left( \frac{2}{3} \right) (40) + 215}{158.95} = \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5$$

Bien

En algunos diseños, la profundidad para el cálculo de la presión pasiva se toma igual al espesor de la losa de base.

Por último el cálculo del factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga se obtiene de las ecuaciones (1.59), (1.60) y (1.61),

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406m < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666m$$

De nuevo, de las ecuaciones (1.63) y (1.64)

$$q_{talón\ punta} = \frac{\sum V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{470.45}{4} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4} \right) = 189.2kN / m^2 (talón) = 45.99kN / m^2 (punta)$$



La capacidad de carga última del suelo se determina con la ecuación (1.64):

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} g_2 B' N_g F_{gd} F_{gi}$$

Para  $f_2 = 20^\circ$ ,  $N_c = 14.83$ ,  $N_q = 6.4$  y  $N_g = 5.39$ . Además

$$q = g_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.18 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \left( \frac{1.5}{3.188} \right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan f_2 (1 - \text{sen} f_2)^2 \left( \frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.315 \left( \frac{1.5}{3.188} \right) = 1.148$$

$$F_{gd} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{y^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$y^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos a}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$

Entonces,

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{18.67^\circ}{90} \right)^2 = 0.628$$

$$F_{gi} = \left( 1 - \frac{y^\circ}{f_2^\circ} \right)^2 = \left( 1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 = 0$$



Por lo tanto la capacidad de carga es:

$$q_u = (49)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$
$$= 442.57 + 131.50 + 0 = 574 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Y el factor de seguridad es:

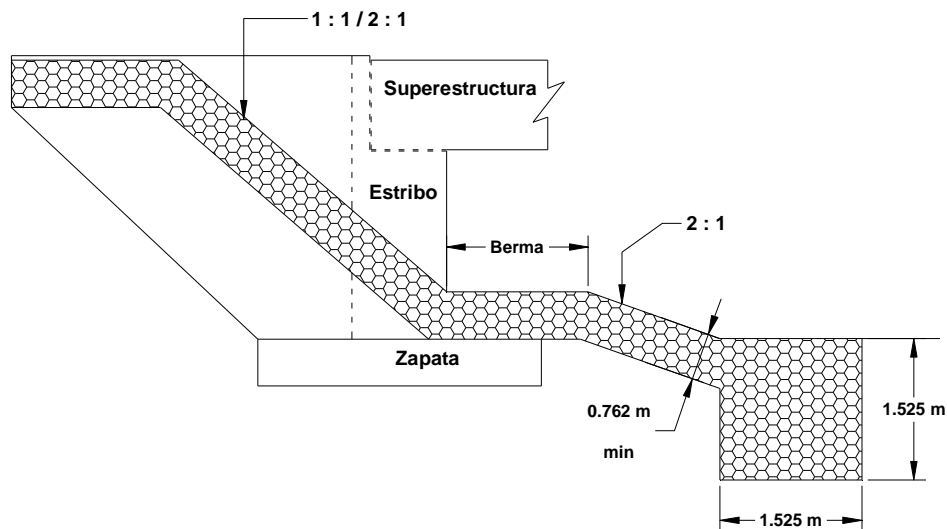
$$FS_{(capacidad\_de\_carga)} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3$$

Bien

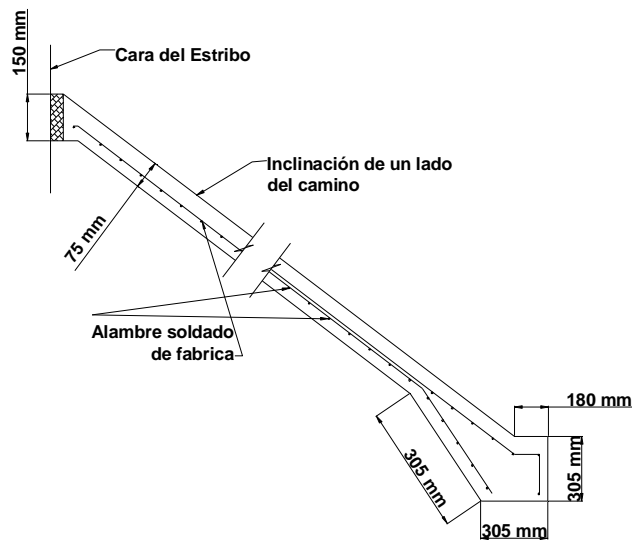


### 3.4 Ejemplo de cálculo de un estribo

Se propone para un puente carretero de concreto preesforzado con tablero rígido y con 5° de esviajamiento con sección transversal como se muestra en las figuras 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10 tiene debido a los requerimientos de la autopista e información geotécnica un estribo tipo asiento abierto. La sección transversal del estribo es de 27.13 m de ancho. Del análisis del puente las cargas sobre los estribos. Se obtuvieron de una memoria de cálculo del puente y sólo se muestran los datos necesarios para el análisis del estribo.

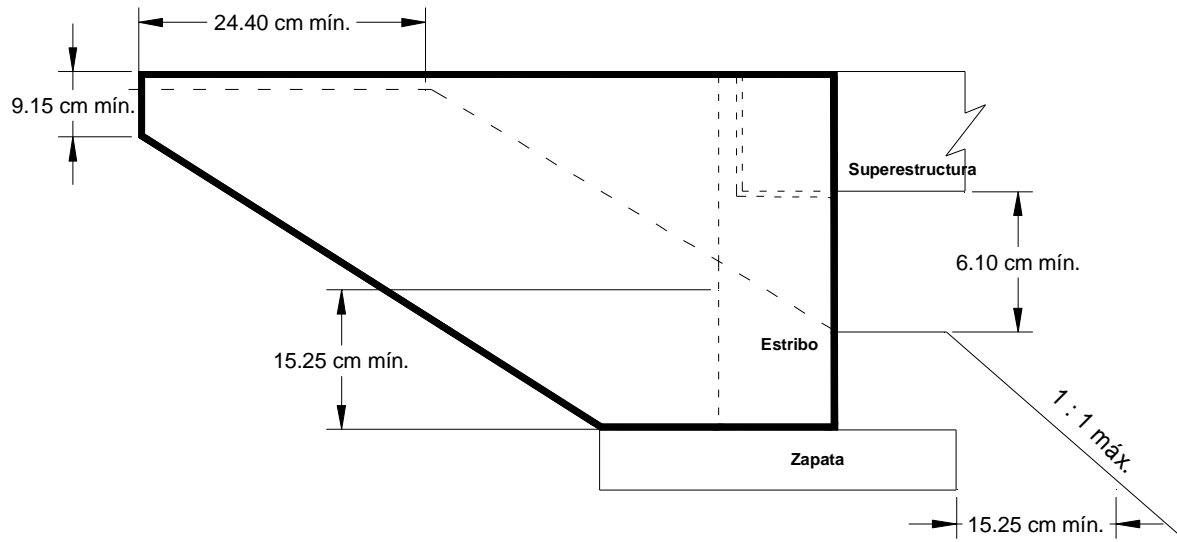


**Figura 3.7 Protección de la pendiente con concreto ciclópeo**

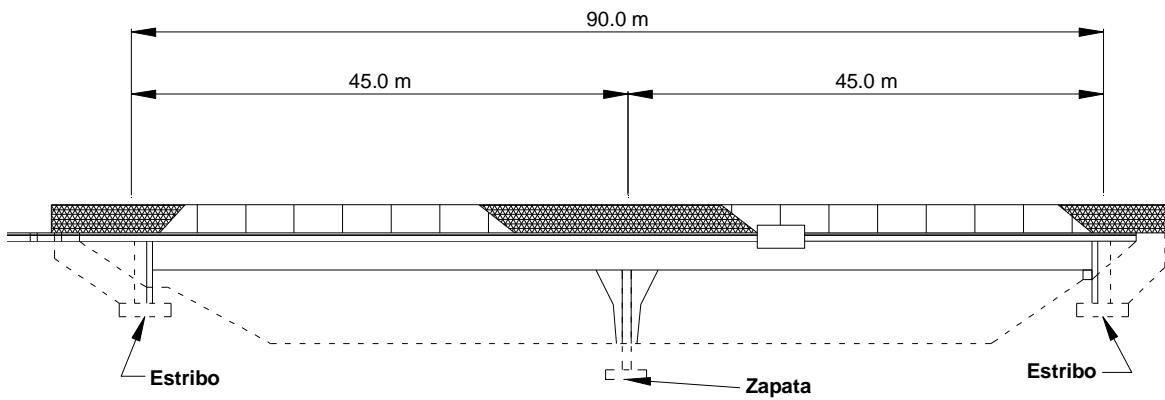


**Figura 3.8 Armado esquemático de la pendiente**





**Figura 3.9 Detalles del diseño del ala y el estribo**



**Figura 3.10 Elevación del puente**

**Tabla 3.2 Protección de la pendiente del estribo**

Carga Muerta de la Superestructura	7251kN
Carga viva HS20	1824kN
1.15 P-carga + 1.0 carga HS	1245kN
Carga viva longitudinal	1103kN
Carga sísmica longitudinal	1450kN
Carga sísmica transversal	5520kN
Desplazamiento por temperatura del puente	75mm
Desplazamiento sísmico del puente	165mm
<b>Información Geotécnica</b>	
Sobrecarga por carga viva	0.61m
Peso unitario del suelo de relleno	1922 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad de carga del suelo	0.19MPa
Coefficiente de la presión lateral del suelo	0.3
Coefficiente de fricción	tan 33°
Potencial de licuación potencial del suelo	Despreciable
Aceleración del terreno	0.3g
<b>Criterio de Diseño</b>	
Diseño del estribo	Método de factor de carga
Estabilidad del estribo	Método de carga de servicio

Se supone que la

1. Carga vertical de la superestructura actúa en el centro de gravedad de la zapata del estribo.
2. La presión pasiva del suelo en el pie del estribo es despreciable.
3. El estribo se diseña por metro de ancho.
4. Esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y = 414MPa$
5. Resistencia de diseño del concreto,  $f'_c = 22.41MPa$
6. Se permite daño en el respaldo del estribo durante el diseño sísmico.



### 3.4.1 Solución

La longitud del asiento del apoyo

De la ecuación:

$$N = [305 + 2.5L + 10H](1 + 0.002S^2)$$

Considerando que la longitud del puente es  $L = 90 \text{ m}$ , la altura de la pila  $H = 6.5 \text{ m}$  y el ángulo de esviajamiento del estribo  $S = 5^\circ$ , se tiene que el ancho del asiento en ( $mm$ ) es:

$$N = [305 + 2.5(90) + 10(6.5)](1 + 0.002(5)^2)$$

$$N = 624.75 \text{ mm}$$

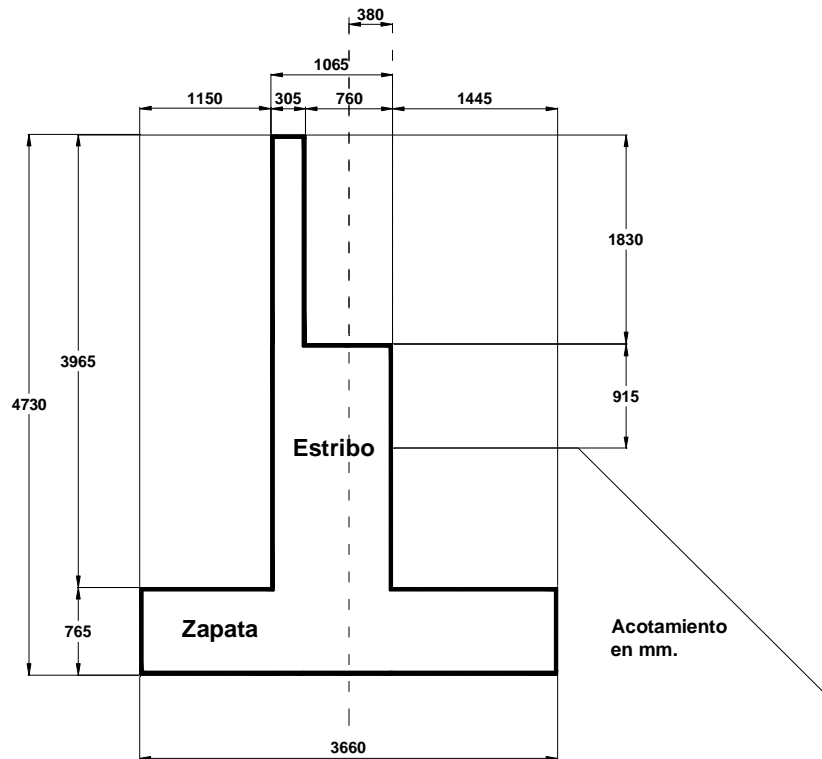
Si sumamos  $0.75 \text{ mm}$  requeridos por desplazamiento por temperatura, el ancho total del asiento del estribo es:  $700 \text{ mm}$

El requisito de longitud de apoyo mínima para el caso sísmico se ve en la tabla 3.3.

**Tabla 3.3 Consideración de desplazamientos**

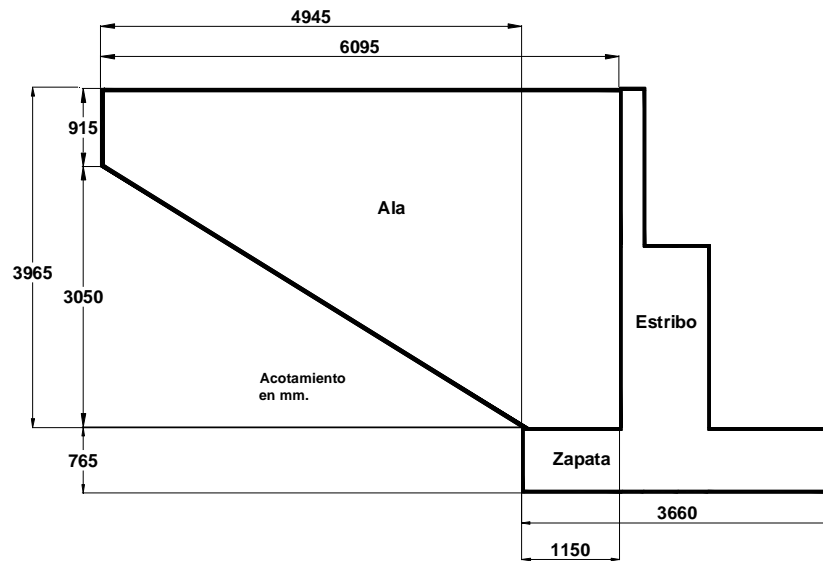
Desplazamiento sísmico del puente	165 mm
Desplazamiento por temperatura	75 mm
Desplazamiento de reserva del eje medio	75 mm (normalmente usado)
	315 mm

Para este ejemplo rige un ancho de longitud de apoyo de  $700 \text{ mm}$ , como esta en una longitud mínima requerida, en la práctica se acostumbra aumentar esta cantidad de un 8 a un 12 %, en este caso se usaron  $760 \text{ mm}$ . Las dimensiones de prediseño del estribo se muestran en la figura 3.11.



**Figura 3.11 Dimensiones de prediseño del estribo**

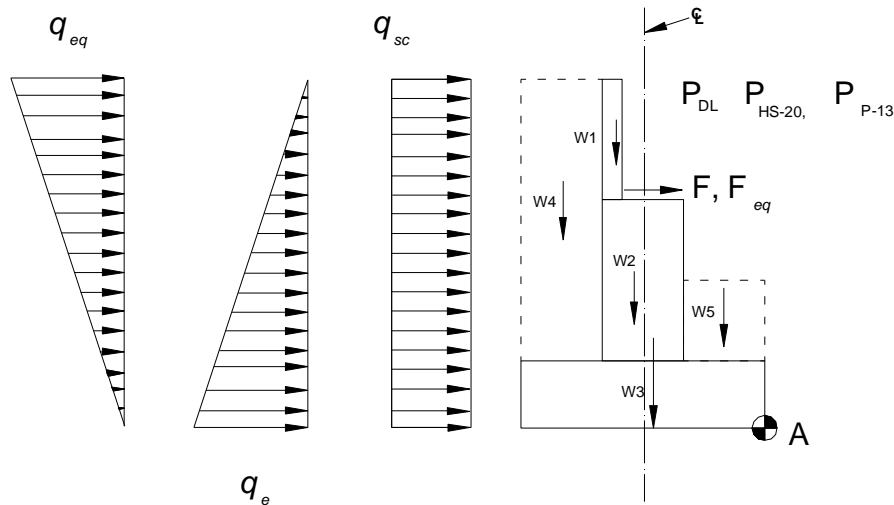
Las dimensiones de las alas del estribo se muestran en la figura 3.12.



**Figura 3.12 Alas del estribo**



### 3.4.1.1 Revisión de la estabilidad



**Figura 3.13 Diagrama de fuerzas en el estribo**

Con referencia a la figura 3.13, en donde se muestran el diagrama de fuerzas que actúan en el estribo, se tiene  $q_{sc}$  es la presión lateral del suelo por sobrecarga debida a la carga viva,  $q_e$  es la presión lateral del suelo;  $q_{eq}$  es la presión lateral del suelo por carga sísmica;  $P_{DL}$  es la carga muerta de la superestructura;  $P_{HS}$  es la carga viva de diseño HS20,  $P_p$  es la carga viva permitida,  $F$  es la carga viva longitudinal,  $F_{eq}$  es la carga longitudinal sísmica,  $P_{ac}$  es la resultante de la presión lateral activa del suelo por sismo,  $h_{sc}$  es la altura de la sobrecarga debida a carga viva,  $g$  es el peso volumétrico por unidad de longitud del suelo,  $W_i$  es el peso de la componente del estribo y/o de la zona de suelo sobre el estribo.

Cálculo de las cargas equivalentes, por sobrecarga debido a la carga viva

$$q_{sc} = k_a g h_{sc}$$

$$q_{sc} = (0.30)(1922 \text{kgf} / \text{m}^3)(0.61 \text{m}) = 351.73 \text{kgf} / \text{m}^2 \cong 3448 \text{Pa}$$



Presión lateral del suelo,

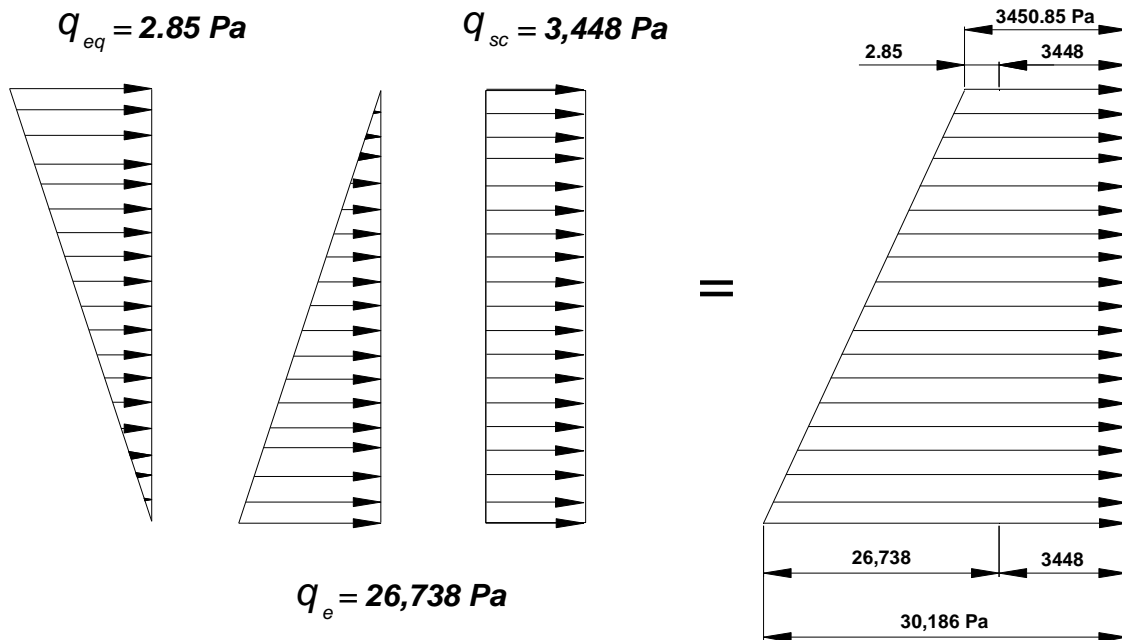
$$q_e = k_a gH$$

$$q_e = (0.30)(1922 \text{kgf} / \text{m}^3)(4.730 \text{m}) = 2727 \text{kgf} / \text{m}^2 = 26738 \text{Pa}$$

Presión lateral del suelo por carga sísmica:

$$q_{eq} = k_{ae} gH$$

$$q_{eq} = (0.032)(1922 \text{kgf} / \text{m}^3)(4.730 \text{m}) = 290.91 \text{kgf} / \text{m}^2 = 2.85 \text{Pa}$$



**Figura 3.14 Diagrama de cargas equivalentes**

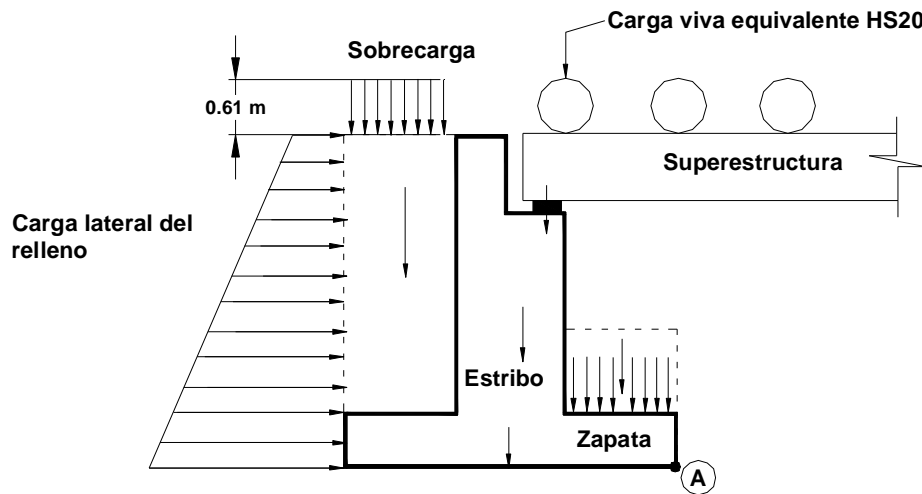
Los cálculos por carga vertical, carga lateral y momentos alrededor del punto A se muestran en la tabla 3.4.

**Tabla 3.4 Carga vertical, carga lateral y momentos alrededor del Punto A**

Descripción de la carga	Carga vertical (N)	Carga Lateral (N)	Distancia al punto A (m)	Momento para A (N • m)
Respaldo $W_1$	4180	--	2.36	9864.8
Cuerpo $W_2$	15743	--	1.83	28810
Zapata $W_3$	20012	--	1.83	36622
Suelo en el respaldo $W_4$	--	19256	1.58	-30425
Sobre-carga en el suelo	--	5159	2.36	-12175
Suelo en la parte frontal $W_5$	7604	--	0.72	5475
Alas del muro	3780	--	4.91	18560
Llaves de cortante	756	--	1.83	1383.48
$P_{DL}$	81426	--	1.83	149009
$P_{HS}$	20500	--	1.83	37515
$P_p$	14008	--	1.83	25634.64
$F_e$	--	12407	2.82	-34988
$F_{eq}$	--	16276	2.82	-45898
Carga sísmica del suelo	14012.0418	2090	2.83	-5915
				$\Sigma$ 263861.92

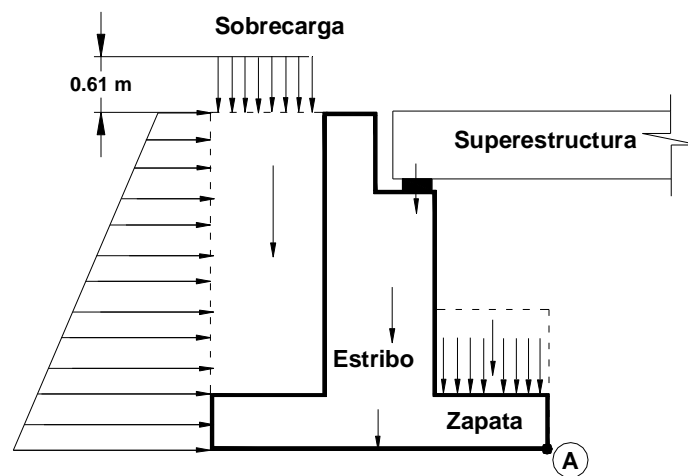


Los casos de combinación de carga se muestran en las figuras 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19:



**Figura 3.15 Caso I**

El caso II podría gobernar sólo cuando la reacción de la carga viva cae en el centro de gravedad de las pilas.



**Figura 3.16 Caso II**



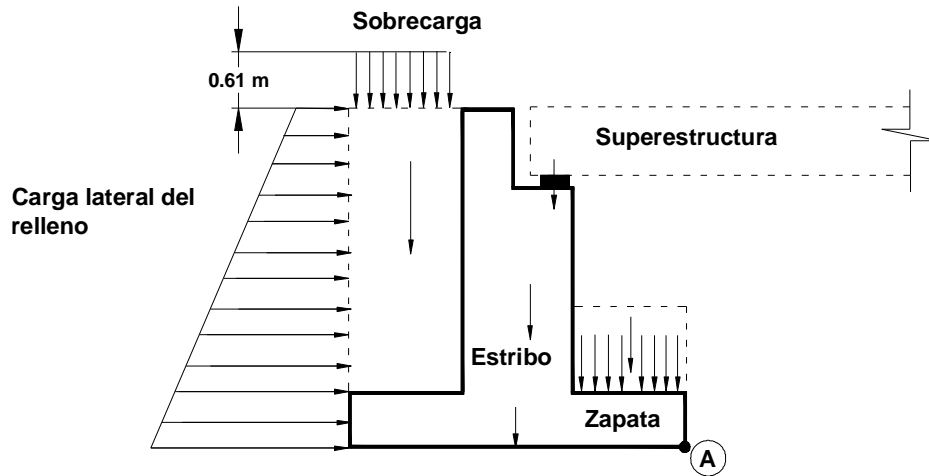


Figura 3.17 Caso III

El caso IV también se debe considerar sin que actúe la carga viva sobre la superestructura.

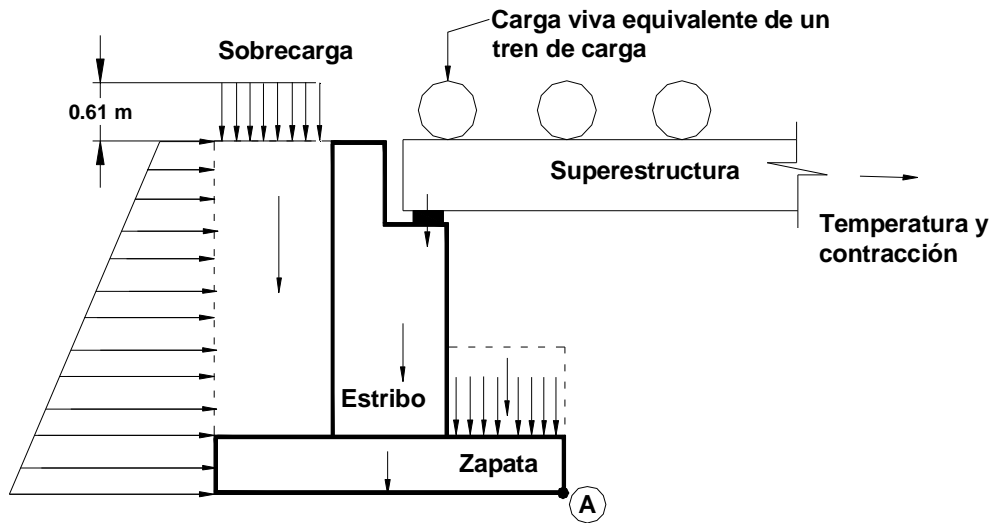
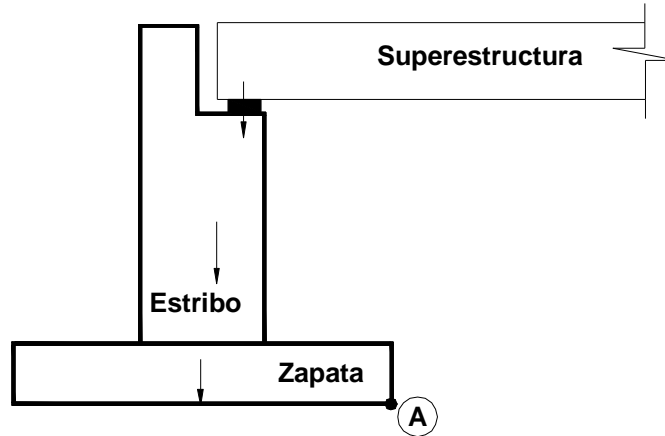


Figura 3.18 Caso IV



En el caso V podría gobernar cuando la carga muerta cae en el centro de gravedad de las pilas.



**Figura 3.19 Caso V**

La carga máxima y mínima presión resultante sobre el suelo, en la base de la zapata del estribo se calcula con.

$$p = \frac{P}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.1)$$

$$p_{\text{máx}} = \frac{P}{B} + \frac{6Pe}{B^2} \quad (3.2)$$

$$p_{\text{mín}} = \frac{P}{B} - \frac{6Pe}{B^2} \quad (3.3)$$

donde,  $M = Pe$  es el momento alrededor del punto A en  $(N \cdot m)$ ;  $p$   $(N/m^2)$  es la presión o esfuerzo resultante en el suelo de la zapata y puede tomar su valor máximo  $p_{\text{máx}}$ , y su valor mínimo  $p_{\text{mín}}$ .  $P$   $(N)$  es la fuerza vertical resultante,  $B$   $(m)$  es el ancho de la zapata del estribo,  $e$   $(m)$  es la excentricidad de la fuerza resultante con respecto al centro de gravedad de la zapata;

$$e = 2B - \frac{M}{P} \quad (3.4)$$



Con respecto a las figuras sustituyendo en las ecuaciones (3.2) y (3.3) la máxima y mínima presión sobre la base de la zapata se resume en la tabla 3.5.

**Tabla 3.5 Valores máximos y mínimos de presiones**

Caso de Carga	$P_{máx}$ (MPa)	$P_{mín}$ (MPa)	Capacidad del suelo (MPa)	Evaluación
I	0.1809	0.1473	0.19	Bien
II	0.16245	0.1292	0.19	Bien
III	0.0874	0.05795	0.19	Bien
IV	0.23085	0.10213	0.19	Bien
V	0.13253	0.09168	0.19	Bien
Sismo	0.31968	0.02565	0.19	Bien

Para revisar la estabilidad contra el momento de volteo (casos de carga III y IV, rigen) los resultados se resumen en la tabla 3.6.

**Tabla 3.6 Chequeo de la estabilidad por momento de volteo**

Caso de Carga	Momento actuante	Momento resistente	Factor de Seguridad	Evaluación
III	42019.37	181022.15	4.31	Bien
IV	76990.33	355741.40	4.62	Bien

Para revisar la estabilidad por deslizamiento (casos de carga III y IV, rigen). Los resultados se resumen en la tabla 3.7.

**Tabla 3.7 Chequeo de la estabilidad por momento de volteo**

Caso de Carga	Fuerza	Fuerza resistente	Factor de Seguridad	Evaluación
III	24192	52964.47	2.18	Bien
IV	36599.29	92054.12	2.51	Bien



Cuando la fuerza dinámica lateral sobre la estructura se combina únicamente con la carga muerta y con la presión lateral del suelo; el factor de seguridad  $FS=1.0$  se puede usar. En este caso el caso sísmico no rige sobre los demás.

### 3.4.1.2 Diseño del respaldo del estribo y del asiento

Con referencia a las normas AASHTO (estándar) para las combinaciones de carga, las cargas máximas factorizadas para el diseño del respaldo y del asiento son:

Localización	V (N)	M (k-ft)
Nivel del respaldo	8671.76	6154.45
Nivel del asiento	46071.53	101456.45

#### Pared del estribo

Los datos de los materiales son para el concreto  $f'_c = 22.41 MPa$ , para el acero  $f_y = 414 MPa$ . ( $1 MPa = 1 N/mm^2 = 1 \times 10^6 N/m^2$ ).

Considerando varillas del N°5 ( $a_s = 1.98 cm^2$ ) a cada 30.5 cm (305 mm) con un recubrimiento de  $r = 5 cm$  (50 mm), se tiene:

Peralte efectivo:

$$d = 0.25 \text{ m (250 mm)}$$

$$r = 0.05 \text{ m (50 mm)}$$

$$h = 0.30 \text{ m (300 mm)}$$

Fuerza de tensión del acero por metro:

$$A_s f_y = (198 mm^2)(414 N/mm^2) = 81972 N \cong 81.97 kN$$

Profundidad del bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{A_s f_y}{f'_c b_w} = \frac{81972 N}{(0.85)(22.41 \times 10^6 N/m^2)(1 m)} = 4.46 \times 10^{-3} m$$



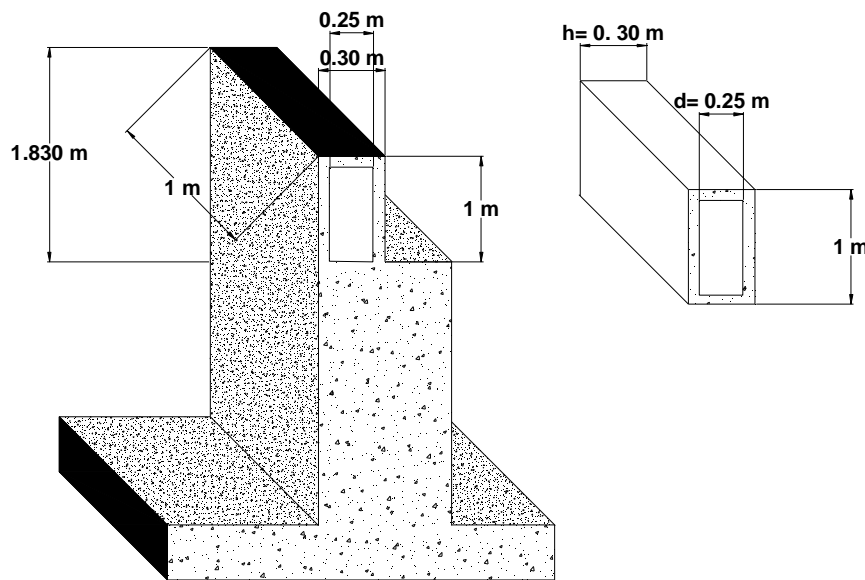
Momento resistente:

$$M_u = fM_n = fA_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = (0.9)(81972N) \left( 0.2m - \frac{4.46 \times 10^{-3} m}{2} \right) = 18,279N \cdot m$$

Momento actuante:

$$M_a = 6194.45N \cdot m$$

$$18279N \cdot m > 6194.45N \cdot m$$



**Figura 3.20 Diseño del respaldo del estribo**

Cortante resistente por el concreto por metro de viga  $b_w = 1m$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d = 59.03kN$$

$$V_c = 59.03kN$$

Cortante último:

$$V_u = fV_c = (0.85)(59.03) = 50.17kN$$

$$50.17kN > 8.67kN$$

Bien

Por lo que no es necesario el refuerzo por cortante.



### 3.4.1.3 Diseño del asiento

El estribo se puede diseñar tomando en cuenta la variación del momento flexionante en toda la altura del estribo, en este ejemplo únicamente se diseñará la parte aja del asiento.

Considerando varillas del N°6 ( $a_s = 2.85\text{cm}^2$ ) a cada 30 cm (300 mm) con un recubrimiento de  $r = 5\text{cm}$ :

Fuerza del acero a tensión

$$A_s f_y = (285\text{mm}^2)(414\text{N/mm}^2) = 117990\text{N} \cong 117\text{kN}$$

Peralte efectivo

$$d = 1\text{m} = 1000\text{mm}$$

Profundidad del bloque de esfuerzos

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c' b_w} = \frac{117990\text{N}}{(0.85)(22.41 \times 10^6 \text{N/m}^2)(1\text{m})} = 6.19 \times 10^{-3} \text{m}$$

Momento nominal

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = (0.90)(117990\text{N}) \left( 1 - \frac{6.19 \times 10^{-3}}{2} \right)$$

$$M_u = 105862\text{N} \cdot \text{m} \cong 105\text{kN} \cdot \text{m} > 101456\text{kN}$$

Bien

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_c = 238\text{kN}$$

$$V_u = \phi V_c = (0.85)(238\text{kN}) \cong 202.3\text{kN} > 46.07\text{kN}$$

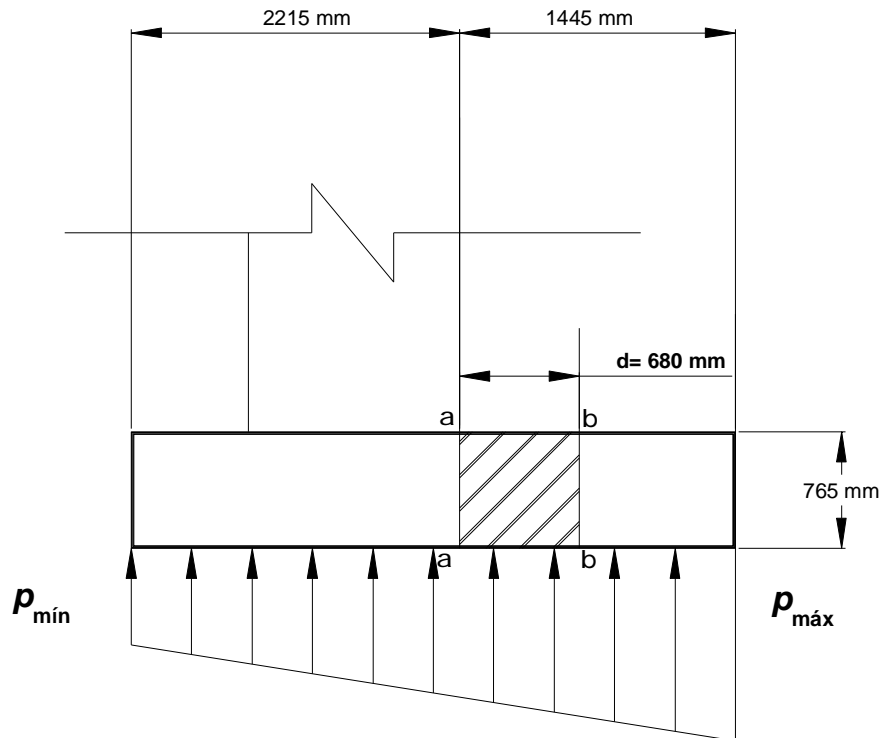
Bien

No necesita refuerzo por cortante



### 3.4.1.4 Diseño de la zapata del estribo

Considerando todas las combinaciones de carga y la carga sísmica, la distribución de presiones en la base de la zapata se muestra en la figura 3.21.



**Figura 3.21 Presión cerca de la zapata del estribo**

### 3.4.1.5 Diseño de fuerzas

Para el diseño por flexión, la presión del suelo en la cara del paño del estribo. (Sección  $a-a$ )

$$q_{a-a} = 0.2454 \text{ MPa}$$

$$M_{a-a} = 94.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sección a una distancia  $d = h - r - f/2$

$$d = 76 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 3 \text{ cm}$$

$$d = 68 \text{ cm} = 680 \text{ mm}$$



Del paño del apoyo, en la zona crítica por cortante;

$$q_{b-b} = 0.24MPa$$

$$V_{b-b} = 68kN$$

### 3.4.1.6 Diseño del refuerzo por flexión

Para el acero en el lecho inferior de la zapata se consideran varillas del N°8 ( $a_s = 507mm^2$ ), con 5 cm (50 mm) de recubrimiento.

$$d = 68 \text{ cm}$$

$$A_s f_y = (507mm^2)(414N/mm^2) = 209898N \cong 209kN$$

$$a = \frac{A_s f_y}{f_f' b_w} = \frac{209898N}{(0.85)(22.41 \times 10^6 N/m^2)(1m)} = 0.011m$$

$$M_n = f A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = (0.90)(209898N) \left( 0.68 - \frac{0.011}{2} \right) = 127417kN \cdot m \cong 127.41kN \cdot m$$

$$M_n = 127.41kN \cdot m > 94.1kN \cdot m$$

Bien

$$V_c = 2\sqrt{f_c' b_w} d = 158.24kN$$

$$V_u = fV_c = (0.85)(158.24) = 134.5kN > 68.5kN$$

Bien

No es necesario refuerzo por cortante.

La presión del suelo es de compresión por lo que no se presentan tensión o separación de la zapata del suelo. El acero mínimo por temperatura es de  $652 \text{ mm}^2/m$ .

Se colocan varillas del N°5 a cada 30 cm (300 mm).





### 3.4.1.7 Diseño de las alas del estribo

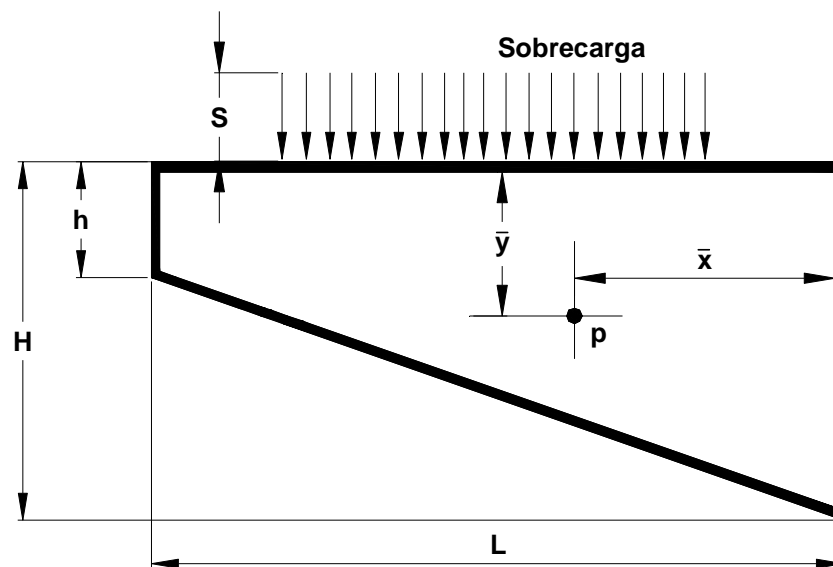
La geometría de las alas es:

$$h = 915\text{mm} = 0.915\text{ m}$$

$$H = 3965\text{mm} = 3.965\text{ m}$$

$$S = 610\text{mm} = 0.61\text{ m}$$

$$L = 4945\text{mm} = 4.945\text{ m}$$



**Figura 3.22 Ala del estribo**

Haciendo referencia a la tabla 3.3, las cargas de diseño son:

$$V_{A-A} = \frac{wL}{6} [H^2 + (h + H)(h + 3S)]$$

$$V_{A-A} = \frac{(3448\text{N/m})(4.945\text{m})}{6} [(3.965)^2 + (0.915 + 3.965)(0.915 + (3(0.61)))] = 82838\text{N} = 82.8\text{kN}$$

$$M_{A-A} = \frac{wL^2}{24} [3h^2 + (H + 4S)(H + 2h)]$$



$$M_{A-A} = \frac{(3448N/m)(4.945m)^2}{24} = [3(0.915)^2 + [3.965 + 4(0.61)](3.965 + 2(0.915))]$$

$$M_{A-A} = 139218.80N \cdot m = 139.22kN \cdot m$$

Diseño por flexión. Usando varillas del N°8 a cada 20 cm distribuidos en la altura de H=3.965 m.

$$A_s f_y = \left(\frac{3.965m}{0.20m}\right)(507mm^2)(414N/mm^2) = 4161228N = 4161kN$$

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c' b_w} = \frac{4161kN}{(0.85)(22.41 \times 10^6 N/m^2)(3.965m)} = 75mm$$

$$d = 30 - 5 = 25cm = 0.25m$$

$$M_n = f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (0.9)(4161kN) \left(0.25 - \frac{0.075}{2}\right) = 833.24kN \cdot m > 139.22kN \cdot m$$

Bien

Revisión por cortante

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} b_w d = 757.3kN$$

$$V_u = j V_c = 152.3kN$$

Bien

No necesita refuerzo por cortante

## CONCLUSIONES

- En la selección del tipo de estribo es necesario considerar toda la información disponible y requisitos del diseño del puente, estos pueden ser: la geometría del puente, la del camino, canal o río que se piensa superar, las restricciones geotécnicas, los requisitos estéticos y consideraciones económicas.
- Es importante conocer las características generales que tiene cada tipo de estribo para hacer la mejor selección y beneficiar el diseño del puente, por lo tanto es necesario calcular cada elemento por separado y ver cuáles son las mejores condiciones que permitan ofrecer óptimos resultados.
- Diversos puentes de la ciudad de México presentan daños estructurales y problemas de mantenimiento haciéndose este deterioro apreciable a simple vista. Los desplazamientos observados en los estribos son notables, por lo que seguramente se ven rebasados por las fuerzas para los cuales fueron diseñados.
- Se recomienda realizar un mantenimiento preventivo considerando reparaciones tanto en la subestructura como en la superestructura.
- El cálculo para el diseño de los estribos y las alas como de otros elementos se obtiene de las ecuaciones empleadas para comprobar que una estructura no supera ninguno de los estados límite.

## FUENTES DE CONSULTA

1. Dirección General de Carreteras Federales (2001). Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Subsecretaría de Obras Públicas, *“Colección de Proyectos tipo de elementos de Puentes y Pasos a Desnivel para Carreteras de México”*.
2. Caltrans (2004). California Department of Transportation, *“Seismic Design Criteria”*, Versión 1.3, Sacramento, California.
3. Eurocódigo 8 (2003). European Committee for Standardization, *“Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges”*.
4. SCT (2001). Secretaría de Comunicaciones y Transportes, *“Proyecto de Puentes y Estructuras”*.
5. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, Segunda. Edición, Unidades SI (1998).
6. Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto”*, Tomo I, No.103-BIS.
7. Priestley M.J.N y Calvi G.M. (1996) *“Seismic Design and Retrofit of Bridges”*, Wiley-Interscience.
8. Monleón C. S. (1997) *“Ingeniería de Puentes, análisis estructural”*, Universidad Politécnica de Valencia, España, editorial UPV, ISBN 84-7721-448-4.
9. Raina V. K. (1994), *“Concrete Bridges”*, McGraw-Hill, ISBN 0-07-462349-4.

10. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. "Revista de Ingeniería Sísmica, número 075", ISSN, 0185-092X México.
11. Das, Braja M. (2001), "Principios de ingeniería de cimentaciones", ISBN 978-0-534-55144-5, editorial Wadsworth Publishing Company. Traducción, José de la Cera Alonso. Internacional Thomson.
12. <http://www.anippac.org.mx>
13. <http://revistas.ucm.es/fis/02144557/articulos/FITE8989110287A.PDF>
14. <http://www.unne.edu.ar/Web/cyt/cyt/2001/7-Tecnologicas/T-016.pdf>
15. <http://www.construaprende.com>
16. <http://www.construmática.com>
17. <http://redalyc-uaemex.mx>