

13
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**" DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS
PARA LA SUPERESTRUCTURA DE
PUENTES VEHICULARES "**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

JOSÉ LUIS CAJERO NOLASCO

Director: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

México, 1998

269149



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTTT/074/98

Señor
JOSE LUIS CAJERO NOLASCO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. EDUARDO REINOSO ANGULO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

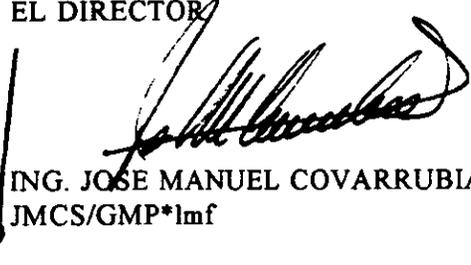
"DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS PARA LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES VEHICULARES"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
- II. DESPLAZAMIENTO EN PUENTES**
- III. EMPLEO DE APOYOS ELASTOMERICOS PARA DISIPAR LOS DESPLAZAMIENTOS EN PUENTES**
- IV. CRITERIOS DE DISEÑO**
- V. PROPUESTA REGLAMENTARIA PARA EL DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS**
- VI. APOYOS ELASTOMERICOS COMO UNA OPCION DE AISLAMIENTO SISMICO**
- CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 12 de mayo de 1998.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

¿Qué es esto que así me aprieta el pecho? ¿Mi alma que quiere salir a lo infinito, o el alma del mundo que quiere entrar en mi corazón?

Agradezco humildemente

A Mary y Pablo, mis Padres.

Para quienes no tengo palabras suficientes para expresar mi eterno agradecimiento por su amor, apoyo y confianza brindados desde siempre. Y compartir conmigo lo más bello y sutil de vuestras vidas.

A Flor y José

Por su inmenso cariño y compañía aún en los momentos más difíciles, dándome un lugarcito en su corazón.

A mis dos abuelitas

Por su cariño y sencillez, y que muchas veces en mí velaron un sueño e ilusiones.

A mis hermanos y primos

Por su cariño incondicional y porque siempre estemos unidos, aún en la adversidad.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por brindarme el espacio necesario para desarrollarme profesionalmente y poder cumplir cabalmente con el compromiso de servir a la sociedad.

A la Facultad de Ingeniería

Por otorgarme los conocimientos y recursos necesarios para mi formación profesional.

Al Instituto de Ingeniería

Por permitirme pertenecer a él, y brindarme la oportunidad de realizar éste trabajo.

Al Dr. Eduardo Reinoso

Por su inmenso apoyo y paciencia, y quien siempre con gentileza y disciplina me orientó en todo momento.

Al Ing. Armando Gallegos

Por sus valiosos comentarios y sugerencias aportados para la elaboración de éste trabajo.

A todos ellos, que Dios los bendiga.

DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES VEHICULARES

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	
1.1 Comportamiento de puentes ante sismos	4
1.2 Reseña histórica sobre el uso de apoyos de neopreno en puentes	7
2. DESPLAZAMIENTOS EN PUENTES	
2.1 Origen de los desplazamientos en puentes	11
2.2 Efectos de temperatura	12
2.2.1 Variaciones constante de temperatura	14
2.2.2 Variaciones diferenciales de temperatura	14
2.3 Deformación dependiente del tiempo	15
2.3.1 Flujo plástico	16
2.3.2 Contracción	17
2.4 Deformación axial y de flexión	19
2.5 Cargas dinámicas	19
2.5.1 Efecto sísmico	20
2.5.2 Impacto	22
2.6 Hundimientos diferenciales	23
2.6.1 Asentamientos causados por vibraciones	23
2.6.2 Licuación	26
2.6.3 Esfuerzo admisible del suelo	27
3. EMPLEO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA DISIPAR DESPLAZAMIENTOS EN PUENTES	
3.1 Función y tipos de apoyos elastoméricos	29
3.2 Características y propiedades	31
3.2.1 Propiedades químicas	32

3.2.2 Propiedades mecánicas	33
3.2.3 Propiedades físicas	34
3.3 Comportamiento	35
3.3.1 Estático bajo esfuerzos de compresión	35
3.3.2 Estático bajo esfuerzos cortantes	37
3.4 Control de calidad en la fabricación	40
3.4.1 Muestreo y métodos de prueba	40
3.4.2 Requisitos de acuerdo a la Norma ASTM	47
3.5 Otros tipos de apoyos empleados en puentes	48

4. CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 Normatividad y práctica	53
4.2 Diseño de apoyos de acuerdo al AASHTO LRFD	55
4.3 Diseño de acuerdo al AASHTO-96	64
4.4 Diseño de acuerdo al SETRA	68
4.5 Diseño de acuerdo al Eurocódigo	77
4.6 Comparativa de los diseños anteriores	82

5. PROPUESTA REGLAMENTARIA PARA EL DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

5.1 Bases generales	84
5.2 Propuesta de norma (preliminar)	85

6. APOYOS ELASTOMÉRICOS COMO UNA OPCIÓN DE AISLAMIENTO SÍSMICO

6.1 Requisitos de un sistema aislador	91
6.2 Apoyos de neopreno como aisladores sísmicos	95
6.2.1 Apoyos de hule laminados	95
6.2.2 Apoyos de hule laminados con corazón de plomo	97
6.3 Tipo y descripción de otros sistemas aisladores	98

CONCLUSIONES	100
---------------------	-----

REFERENCIAS	104
--------------------	-----

INTRODUCCIÓN

La calidad del proyecto de un puente, el impacto visual, y la viabilidad económica no están determinados únicamente por el tipo de superestructura elegida, de igual importancia, es la apropiada selección del sistema de la subestructura y los detalles de los elementos que la conforman. La conexión entre la superestructura y la subestructura debe de ser lo suficientemente rígida para resistir las cargas verticales de diseño y suficientemente flexible en dirección horizontal para disipar los movimientos inducidos por las acciones externas de tipo dinámico. El diseño de los elementos empleados como apoyos de la superestructura, requiere del conocimiento fundamental de las propiedades y comportamiento de los materiales utilizados, para poder aminorar al máximo la gravedad de los efectos posibles que afectan al puente.

El presente trabajo tiene por objeto realizar un estudio y análisis del comportamiento de apoyos de neopreno empleados en puentes vehiculares, con el propósito, de contar con elementos que permitan hacer un uso razonable y más ventajoso respecto a las características de los elastómeros y consecuentemente un mejor diseño. El primer capítulo, resalta algunos datos históricos importantes en la evolución y adopción de estos elementos como dispositivos de apoyo de la superestructura. Con el transcurso del tiempo y en base a experiencias vividas, ha sido posible establecer algunas ideas formales al respecto.

Una de las primeras publicaciones de este tipo fue la denominada "*Design of Neoprene Bridge Bearing Pads*" de la Elastomer Chemicals Department-E.I. Dupont de Nemours Co, USA, 1959. Éste documento argumentaba algunos aspectos referentes a la conservación, mantenimiento, durabilidad, resistencia a la compresión, deformación plástica, etc., sin embargo, tales ideas y algunas otras que se dieron en su momento, fueron consideradas posteriormente con cierta reserva, debido a que a medida que transcurría el tiempo muchas de esas aseveraciones fueron cambiado y otras definitivamente no tuvieron la atención suficiente, por ejemplo los aspectos químico y mecánico. Éste capítulo también menciona el comportamiento observado en general, de algunos de los daños típicos en puentes, localizados en nuestro país, ante sismos, daños como: desplazamientos transversales de la superestructura, daños en las juntas de dilatación, en los apoyos y en la subestructura.

Los movimientos que se generan en la superestructura, debidas a perturbaciones estáticas y dinámicas, pueden ser severos ocasionando deformaciones considerables que pueden poner en riesgo el correcto funcionamiento del puente. El segundo capítulo, aborda las principales causas que originan dichos movimientos, debidos fundamentalmente a variaciones de temperatura y humedad, efectos de contracción, flujo plástico y fatiga; deflexiones de los miembros estructurales ocasionadas por la carga muerta, la carga viva y el presfuerzo; sobrecargas; cargas dinámicas, principalmente sismos, viento, impacto, fuerzas de frenaje, vibraciones y tambaleo repentino debido a máquinas, fuerzas centrifugas, etc. También se hace mención de la simplificación respecto al tipo de movimientos que se consideran en el diseño, debido a que éstos se presentan en diferentes direcciones, y no necesariamente se encuentran contenidas en el plano paralelo al eje longitudinal del puente.

En la actualidad los apoyo de neopreno son empleados con mayor frecuencia en el diseño de puentes, ello implica la necesidad de conocer más respecto a sus propiedades y comportamiento ante diferentes acciones. El tercer capítulo de este trabajo, realiza un estudio al respecto, en él, se identifica la función que debe cumplir un apoyo elastomérico, la manera en que están constituidos y los procesos de fabricación, así como las ventajas que ofrecen con respecto al hule natural. También se lleva a cabo una revisión de los diferentes métodos de prueba a que son sometidos para aprobar su aceptación para un proyecto determinado. El control de la calidad debe certificarse de acuerdo a normas nacionales establecidas, las cuales también son motivo de mención en este capítulo, además de su relación con respecto a la norma extranjera ASTM.

El capítulo cuatro, se refiere a la Normatividad y práctica del diseño de puentes, al respecto, se lleva a cabo una revisión de algunos reglamentos extranjeros importantes, hecho significativo debido a que en éstos recae la base conceptual adoptada por numerosos estructuristas en nuestro país. Ello debido, a que la evolución de los reglamentos en México se han desarrollado exclusivamente para edificios. De hecho, no existe un reglamento propio que regule el diseño de puentes, y que tome además, las características propias de nuestras carreteras, con el cual pueda garantizarse el correcto funcionamiento de la estructura en su conjunto, que incluye por supuesto a los dispositivos de apoyo.

Del cuarto capítulo de este trabajo, se desprende premeditadamente una comparativa en torno a los diferentes diseños que han sido mencionados en dicho capítulo, el objeto de este estudio es conformar un esquema normativo propio que considere nuestra realidad en materia práctica. A partir de ésta base se pretende llevar a cabo una valoración respecto a cada uno de los conceptos e indicaciones involucrados en el análisis y diseño de los dispositivos de apoyo, apegados a las realidades de nuestras carreteras. Como resultado, en el capítulo cinco se propone una norma preliminar de diseño de apoyos elastoméricos. Sin embargo, debido a la enorme trascendencia que representa el establecer un reglamento para uso de carácter nacional, es necesario aclarar que dicha propuesta es eso, simplemente una sugerencia, la cual todavía debe estudiarse y calibrarse exhaustivamente antes de ser considerada como una versión definitiva. No obstante la bases quedan aquí establecidas.

Finalmente, el sexto capítulo se refiere al empleo de apoyos elastoméricos como una opción vigente de aislamiento sísmico. Los efectos de aislamiento y disipación de energía, son conceptos de particular interés en puentes, debido a que representan ventajas potenciales con respecto a las características del comportamiento estructural.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 Comportamiento de puentes ante sismos

El control de la seguridad de los puentes o de cualquier otra estructura es el resultado de la obtención de la respuesta de un determinado material, ordenado según una determinada topología bajo el efecto de unas acciones. La tecnología actual ha sintetizado el control de lo construido a través de estas variables y se acerca a ellos por medio de modelos. Un primer modelo son las acciones, para lo cual cada país cuenta con códigos y normas que establecen criterios de diseño de acuerdo a las sollicitaciones que actúan sobre los puentes. Un segundo modelo reproduce la respuesta de la estructura. Y un tercero más establece las características del material resistente.

El modelo de las acciones es especialmente complicado. Únicamente la carga permanente es fácil pues su determinación depende de quienes establecen las dimensiones de lo que se va a construir, así como de las variaciones que se producirán durante la construcción y de las que introducirá el tiempo. No es el caso de las fuerzas en movimiento, su determinación suele representar un problema mucho más complejo. Un camión moderno es, desde este punto de vista, un sofisticado conjunto de masas, amortiguadores, y muelles, que entra sobre el puente a una determinada velocidad excitado por las irregularidades de la vía, las cuales producen sobre él movimientos complejos. Al entrar en el puente excita a otro conjunto con características similares, produciéndole un movimiento amortiguado que solicita al material de una manera variable tanto en cuantía como en dirección a lo largo del tiempo.

Las acciones debidas al tráfico, no tienen un valor que dependa exclusivamente del peso y tamaño de los vehículos, depende también de la interacción entre vehículo y puente. Lo mismo podríamos decir del viento, sismo, impacto, etc. El valor de sus acciones depende del tipo estructura sobre la que actúa, de su inercia, de su rigidez, de su amortiguamiento, de su estado físico, de su situación geográfica, etc.

Particularmente, en muchas regiones, incluyendo nuestro país, los sismos son los causantes de un buen número de fallas y daños en las estructuras, debido a ello, éstos reciben un tratamiento especial en el diseño, a fin de contrarrestar al máximo los efectos y daños probables que puedan suscitarse y que afecten el funcionamiento de la estructura.

El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica hacer que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no implique daño alguno, hacen que se trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepasan el intervalo elástico; por ello, las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, particularmente la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico.

Dentro de la diversidad de las dimensiones, materiales y soluciones estructurales, los puentes tienen ciertas características en común con los edificios, desde el punto de vista de su respuesta sísmica. Su característica saliente radica en que los apoyos como pilas o estribos, tienden a sufrir movimientos diferenciales durante los sismos. Ello obedece en parte, a la distancia entre apoyos y, parcialmente a diferencias en las características geológicas y topográficas en los apoyos o en las zonas que los rodean. Por tanto, aun tratándose de claros cortos, los estribos presentan la tendencia a moverse diferencialmente. Según el tipo de puente, ameritan atención especial diversos aspectos de su comportamiento. Los daños típicos en puentes suelen ser: desplazamientos transversales de la superestructura, daños en las juntas de dilatación, daños en los apoyos, daños en muros de contención, daños en la subestructura, etc., a continuación se describen brevemente los daños más frecuentes en los puentes carreteros y ferroviarios de nuestro país.

Daños en la superestructura

Los daños que se han observado en las superestructuras, particularmente en los elementos que la constituyen, no se deben a la consecuencia directa de la sollicitación dinámica. Estos daños se presentan como resultado de fallas en las cimentaciones y en la subestructura, generando en algunos casos fallas de los frenos de anclaje, desplazamientos relativos en los dispositivos de

apoyo y en las conexiones entre partes de la superestructura, lo cual ha provocado la caída de tramos de los tableros de puentes. Los puentes libremente apoyados están expuestos a fallar, por la pérdida de sus apoyos, a menos que los detalles correspondientes se diseñen con cuidado para que no se presente el fenómeno. En este tipo de puentes, formados por varios tramos libremente apoyados, es frecuente observar que después de un terremoto se presentan desplazamientos transversales relativos entre tramos adyacentes, puestos de manifiesto por desalineamientos de los parapetos y de las guarniciones. Es probable que los desplazamientos relativos entre pilas independientes lleguen a ser de varios centímetros, o aun decímetros, generalmente suelen ser pequeños, del orden de 2 a 5 cm. Sin embargo, se han alcanzado valores importantes del orden de los 20cm.

La inclinación en las pilas puede tender a aumentar la perturbación sísmica en la cubierta y el desplazamiento relativo entre los apoyos. Para prevenir este tipo de desplazamientos se colocan, desde hace algunos años, dispositivos de apoyo transversal en las coronas de estribos y pilas, llamados topes. No obstante, en algunos puentes los topes resultan ineficientes para este propósito, debido a que suelen fracturarse bajo la acción de la fuerza lateral.

Daños en las juntas de dilatación

Los daños en las juntas de dilatación se deben principalmente, a la ocurrencia de fuertes desplazamientos longitudinales durante el sismo. Frecuentemente las juntas suelen encontrarse abiertas, desprovistas del material de sello, por lo que el movimiento longitudinal ocasiona golpeteo en los tramos adyacentes, causando un desconchamiento del concreto entre tramos adyacentes. En algunos casos, los tramos han quedado desplazados de su posición original, propiciando que las juntas queden excesivamente abiertas o cerradas.

Daños en muros de contención

En ocasiones los muros de contención, son insuficientemente proporcionados para acciones permanentes, debido a ello, es frecuente que se presenten problemas de volcamientos y fracturas.

Daños en subestructuras

Aún cuando los elementos de subestructura suelen ser motivo de especial cuidado durante el proyecto para considerar los efectos sísmicos en su proporcionamiento, es posible detectar fallas mínimas como: asentamiento vertical en pilas de mampostería, acompañado de la fractura de juntas y dislocación generalizada de piedras en su cuerpo, fractura vertical en estribos del mismo material, fractura vertical en pilas de concreto, fallas de cortante en el cabezal de caballetes de concreto, etc.

Daños en los apoyos

Los dispositivos de apoyo por los que la superestructura transmite cargas a la subestructura resultan puntos críticos en el comportamiento sísmico de puentes. Los daños en estos dispositivos dependen del tipo de apoyo empleado y de los materiales de que están constituidos. En apoyos de acero es frecuente el aplastamiento y molido del concreto. En apoyos de plomo, las solicitaciones dinámicas pueden acelerar el fenómeno de fluencia del plomo, y provocar que falle el apoyo en su conjunto por aplastamiento. El comportamiento de la estructura depende, principalmente, de un buen diseño que considere los posibles efectos que genera uno o varios sismos. Al respecto, es importante conocer el origen y las características de estas acciones de tipo dinámico.

I.2 Reseña Histórica sobre el uso de apoyos de neopreno

Los dispositivos de apoyo, en toda su generalidad, son elementos de unión especiales, destinados a permitir a las estructuras ciertos movimientos relativos, como dilataciones, contracciones, rotaciones, sin que las solicitaciones de que sean objeto ni las que puedan transmitir sobrepasen unos valores límites de las construcciones.

La materialización de los apoyos se ha venido resolviendo de manera clásica, ya sea por la unión de piezas metálicas, como los rodillos y rótulas tradicionales de las estructuras metálicas, o bien, con elementos que combinan placas metálicas de deslizamiento sujetas a una base de concreto.

Los principales inconvenientes de estas soluciones clásicas son, por una parte, el espacio necesario para su colocación en las obras y su falta de estética y, por otra, la cuidada conservación que exigen, la que descuidada con frecuencia da lugar, si no a comprometer la estabilidad de la construcción, al menos a crear sollicitaciones desfavorables.

El deseo de conseguir una solución que mitigase estos inconvenientes y que al mismo tiempo condujese a unos aparatos de apoyo económicos, llevo a los técnicos a la aplicación del hule como elemento de apoyo de las estructuras. Es evidente que la posibilidad de sustituir con unas sencillas placas aquellos complicados apoyos había de tener indudables ventajas, tanto técnicas como económicas. Anteriormente ya se había utilizado hule natural como apoyo amortiguador de vibración en las cimentaciones de máquinas e, incluso, en los ferrocarriles (en Gran Bretaña, hacia 1830, se utilizaban en los ferrocarriles placas de caucho entre los durmientes de madera y las vigas de acero que guiaban al ferrocarril, y en Francia, en apoyos de algunos puentes desde 1932.); Pero sus limitadas defensas contra la corrosión y el envejecimiento, especialmente en los procesos de oxidación acelerada ante la luz y la intemperie, le hacían poco adecuado como apoyo para obras de fábrica.

El descubrimiento del hule sintético o "neopreno" llevado a cabo en la década de los años treinta en los Estados Unidos por la firma Du Pont, abrió el camino para la utilización en la construcción de este nuevo material que, teniendo las cualidades elásticas del caucho natural posee en cambio una excepcional resistencia contra la corrosión y el envejecimiento. Estas cualidades junto con las formas constructivas de los apoyos, en las que se mantiene el hule al abrigo de la luz y de la oxidación, explican su magnífico comportamiento en el tiempo. Al descubrirse, en el año 1956, los apoyos de hule instalados veinte años antes en el puente metálico de la estación de Saint-Denis, cerca de París, se pudo comprobar que se encontraban en perfecto estado de conservación.

Los factores que influyen en las cualidades mecánicas del hule son, además del oxígeno y la luz, las temperaturas extremas altas o bajas. Sin embargo, al comenzar a utilizar progresivamente apoyos de este material, también cuestionó el importante problema de la conservación.

En condiciones normales de utilización, las placas se encuentran colocadas entre la trabe y su soporte, de forma que son prácticamente inaccesibles a la luz del sol, y en cuanto al aire lo son únicamente por sus bordes; pero como éstos van normalmente recubiertos de una pintura apropiada, se comprende su magnífica conservación en el tiempo.

En el puente de Le Bourget se instaló un apoyo de caucho en 1946; pero las primeras obras en que se utilizan en serie apoyos de neopreno nos remontan a 1952-53. Entre ellas están los seis viaductos sobre el Oued-Djer, en Argelia. Posteriormente, su uso se ha generalizado en todos los países, para toda clase de obras, y en los climas más diversos. El puente sobre el Wouri, en Douala, Camerún, de 720m de longitud y el puente Champlain, sobre el río San Lorenzo en Canadá, con 3750m, son muestras de ello.

En un principio era común emplear apoyos constituidos únicamente por neopreno, sin embargo, la capacidad de resistencia de una simple capa de goma no era suficiente para algunos casos, ya que con la actuación de cargas elevadas la goma se aplastaba. Por ello, desde los primeros apoyos de puentes de este tipo ideados por Eugène Freyssinet, se busco zunchar la goma para impedir su dilatación transversal. Con este objeto se introducían en la goma blanda emparrillados de acero que más tarde se vulcanizaron a la goma. Los inconvenientes derivados del profundo hundimiento de los alambres individuales en la goma llevaron más tarde a remplazarles por placas de acero, obteniendo como resultado un elemento compuesto alternativamente por capas de neopreno y acero firmemente adheridas entre sí. Mediante el zunchado por las láminas de acero vulcanizadas en caliente se impide la dilatación transversal de la goma, dando al conjunto una gran solidez sin que, por otra parte, sea mermada su capacidad para deformarse transversalmente por la actuación de cargas horizontales o por desplazamientos relativos de la obra respecto a su soporte. Este es el tipo de apoyos de neopreno más comúnmente utilizado hoy en todo el mundo.

En nuestro país, los dispositivos de apoyo de mayor antigüedad son los de acero, los que por su alto costo y por los problemas de mantenimiento que involucraban fueron substituidos posteriormente por apoyos de concreto y plomo; estos últimos a su vez, por el mal comportamiento de las placas de plomo han sido substituidos por apoyos de neopreno.

En los dispositivos de neopreno más antiguos, el apoyo móvil estaba formado por varias placas de neopreno sueltas intercaladas por placas de acero y sobrepuestas formando un montón. Algunos de estos apoyos fallaron debido al excesivo desplazamiento relativo que se dio entre placas lo cual terminó por desplomar al montón, como consecuencia de la acción de fuerzas laterales. Posteriormente, para la fabricación de apoyos se fundieron las placas de neopreno en un molde en el cual se colocaron previamente placas de acero, creando así un dispositivo integral.

El comportamiento de los apoyos que incluían placas de acero ante cargas laterales mejoró considerablemente con respecto a los anteriores. Surgió así un dispositivo de apoyo económico y eficiente, el cual durante el transcurso de los años se ha ido generalizando en varios países. En la actualidad existen diversos tipos y patentes. Su uso se ha extendido tanto, que hoy en día la mayor parte de los puentes y un gran número de estructuras de diversa índole están soportadas por apoyos de neopreno.

CAPITULO II

DESPLAZAMIENTOS EN PUENTES

2.1 Origen de los desplazamientos en puentes

Un factor de gran importancia que debe considerarse antes de concebir el diseño de un puente consiste en realizar una estimación aproximada de los desplazamientos que se pueden presentar de manera inmediata o diferida en la estructura. Los movimientos que se generan en la superestructura del puente con respecto a las pilas o estribos en que está apoyada pueden ser severos, ocasionando deformaciones que ponen en riesgo la estabilidad del puente.

La magnitud de los desplazamientos que se generan está directamente relacionada con las propiedades físicas de los materiales empleados. Las perturbaciones a que el puente queda sujeto son de tipo estático y dinámico. Particularmente, los efectos dinámicos son los que en muchas ocasiones exigen mayor atención en el diseño de una estructura, principalmente en puentes localizados en zonas sísmicas.

Los movimientos a que está sujeto un puente y en general cualquier estructura, ocurren en diferentes direcciones. Principalmente, los movimientos de traslación y rotación propician que el puente pueda desplazarse libremente en cualquier dirección, debido a que cuenta con seis grados de libertad, y el efecto de los movimientos suele ser reversible. El origen de los movimientos se debe a diferentes factores que influyen de manera directa sobre el puente, como son:

1. Efectos de contracción, flujo plástico y fatiga, debidos a las variaciones de temperatura y humedad del lugar donde se localiza el puente (los efectos de temperatura pueden llegar a ser progresivamente los más importantes en claros grandes de puentes o en puentes continuos).

2. Deformaciones de los elementos al estar sujetos a carga axial y/o flexión, ocasionadas por la carga muerta y carga viva, sobrecargas, presfuerzo, etc.
3. Efectos debidos a cargas dinámicas, como consecuencia de uno o varios sismos (que liberan grandes cantidades de energía), fuerzas de impacto, fuerzas de frenaje, vibraciones, fuerzas centrifugas, etc.
4. Inclinación o asentamiento de la estructura debidos a hundimientos diferenciales, como consecuencia de la baja capacidad de carga del terreno.
5. Movimiento de algunos elementos que conforman la estructura, por ejemplo, en puentes levadizos o giratorios
6. Procedimientos de montaje, etc.

No es sencillo saber con precisión la magnitud, dirección y tiempo de aplicación de los desplazamientos reales que pueden presentarse en una estructura, sin embargo, estimar sus efectos puede garantizarnos que su comportamiento, será adecuado y que sus conexiones podrán resistir las diferentes perturbaciones que se generen.

2.2 Efectos de temperatura

Las variaciones de temperatura y humedad propician cambios volumétricos en los materiales que componen una estructura. Los cambios en sus dimensiones producen movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura por los que se inducen fuerzas internas si la estructura no tiene libertad para moverse.

Las solicitaciones que pueden introducirse por estos efectos son mucho mayores de lo que puede pensarse, pero tienen una peculiaridad que hace que estas acciones difieran radicalmente de las cargas impuestas: su efecto se disipa parcial o totalmente si la estructura tiene movimientos o reacomodos con el tiempo.

Los efectos de temperatura son inevitables, están asociados a las propiedades físicas y químicas de los materiales que se emplean en la fabricación de los elementos que constituyen la estructura. Dentro de un amplio intervalo, la magnitud de las deformaciones es proporcional a la variación de temperatura; al factor de proporcionalidad se le denomina coeficiente de dilatación o de expansión térmica, α , que es igual al incremento de deformación unitaria, Δ_ϵ que sufren las fibras del material, dividido entre el respectivo incremento de temperatura, Δ_T :

$$\alpha = \frac{\Delta_\epsilon}{\Delta_T}$$

Dicho coeficiente se expresa en unidades de: $1/C^\circ$. Los valores de α para algunos materiales estructurales se muestran en la tabla 2.1.

Material	$\alpha, 1 \times 10^{-6}$
Acero	12
Concreto*	10
Madera	4 a 5
Plásticos	70

*Varia entre 8 y 14 dependiendo del tipo y de la cantidad de agregado grueso en la mezcla

Tabla 2.1 Coeficientes de dilatación por temperatura.

El valor de α es muy similar para el concreto y el acero (del orden de 1×10^{-6}) lo cual favorece el trabajo en conjunto de ambos en el concreto reforzado, ya que al cambiar de temperatura, el concreto y el acero sufren deformaciones prácticamente iguales y por tanto no hay tendencia al corrimiento de las barras dentro de la masa de concreto, ni se generan esfuerzos en el área de contacto entre los dos materiales por este efecto.

Los cambios de temperatura no inducen solicitaciones en la estructura si ésta puede deformarse libremente; es la restricción al libre movimiento de ella la que produce esfuerzos en los elementos. Particularmente en un puente, la variación de temperatura que existe no permanece constante, difiere entre una parte de la estructura con respecto de otra, sin embargo para una estimación de los desplazamientos que pueden presentarse, es conveniente distinguir dos tipos de

variaciones: los cambios de temperatura que se generan de manera constante, y las variaciones diferenciales de temperatura.

2.2.1 Variaciones constantes de temperatura

Cuando una masa monolítica se calienta uniformemente, es decir, está sujeta a una variación de temperatura constante, ésta experimenta en cada uno de sus elementos un desplazamiento a lo largo de una línea de radiación a partir de su estado de reposo original. La expansión generada es proporcional a la distancia, por ello, las expansiones generadas en el centro y el final de un tramo del puente difieren entre sí. En tramos grandes los desplazamientos que se originan son mucho mayores.

En el caso de variación constante de temperatura, es más sencillo realizar una estimación precisa de los desplazamientos que se generan, basta saber la geometría de la estructura, el coeficiente de dilatación lineal y el cambio de temperatura.

2.2.2 Variaciones diferenciales de temperatura

Las variaciones diferenciales de temperatura, involucran un gradiente de temperatura en las secciones, ello significa que las caras del elemento están sujetas a temperaturas distintas. En el caso de flexión causada por variaciones diferenciales de temperatura, los diferentes elementos de la estructura están sujetos a temperaturas cuyos valores difieren entre sí. La distribución de temperatura en una sección transversal generalmente no es lineal verticalmente, y en ocasiones tampoco lo es horizontalmente. Este efecto provoca que no se tenga un valor de temperatura preciso, ante esto, el ingeniero debe estimar un valor que defina la temperatura, que gobierne el movimiento longitudinal del tablero del puente en la posición del eje neutro. Este valor se define como la temperatura efectiva del puente, la flexión térmica y el movimiento lateral tienen un efecto secundario en el cálculo de esta temperatura.

Para estimar la distribución de temperatura en las secciones transversales, se requiere conocer los coeficientes de transferencia de calor, la intensidad de la radiación solar, y la temperatura a la

sombra. Los valores de los coeficientes de transferencia de calor han sido estimados para algunos materiales de empleo regular en el proyecto de puentes. La intensidad de la radiación solar depende de la latitud en que esta ubicada la estructura, de su orientación, de la estación del año y de la hora del día. Una vez conocidos estos factores, es posible saber la distribución de temperatura en las secciones transversales de la estructura. En puentes se acostumbra recurrir a claros relativamente cortos y simplemente apoyados con un extremo deslizante para eliminar efectos de cambios volumétricos, sin embargo, cada vez es más frecuente emplear puentes continuos de longitudes totales hasta de 200m para evitar el costo de las juntas y reducir la magnitud de los momentos flexionantes actuantes.

Debe tenerse en cuenta que los esfuerzos por temperatura y cambios volumétricos se disipan al deformarse la estructura, por tanto si en una o varias secciones, los esfuerzos debidos a temperatura y otras acciones exceden a los de fluencia, se presentan deformaciones o rotaciones locales que pueden eliminar total o parcialmente las fuerzas internas por este concepto. Por consiguiente, si se proporcionan estructuras dúctiles, los cambios volumétricos tendrán poca repercusión en los estados límite de falla, pero pueden afectar seriamente el funcionamiento de la construcción en condiciones de servicio.

2.3 Deformación dependiente del tiempo

En puentes con elementos presforzados, el concreto sufre deformaciones dependientes del tiempo debidas al flujo plástico y a la contracción. Se generan cambios volumétricos que producen perdidas en la fuerza de presfuerzo y cambios significativos en la deflexión, dando origen a desplazamientos en el puente o en una parte de este. En elementos reforzados, la contracción también causa serias deformaciones. Las deformaciones que se producen tienen que ver directamente con las propiedades de los materiales empleados. Se pueden alcanzar valores considerablemente grandes en estructuras de gran longitud y estructuras continuas. Para estimar los efectos de contracción y flujo plástico se requiere de información que relacione no solo a los cambios volumétricos, sino también con la intensidad del esfuerzo y a la humedad entre otros factores.

2.3.1 Flujo plástico

El flujo o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzos o carga. El flujo plástico es la deformación inelástica debida a un esfuerzo sostenido. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante, como se muestra en la figura 2.1.

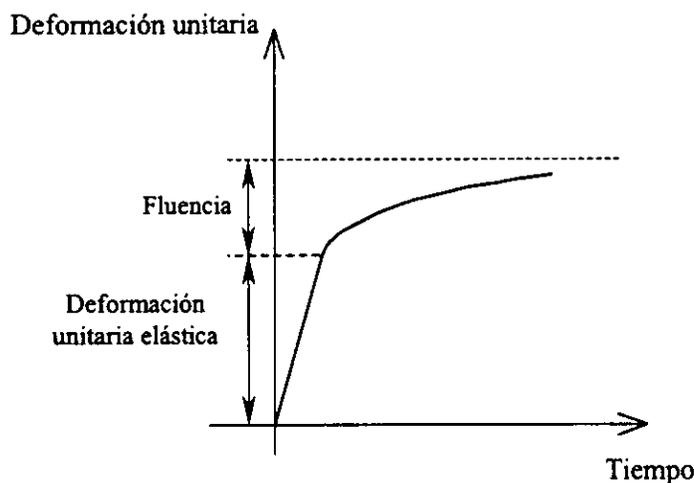


Figura 2.1 Curva de fluencia típica para el concreto

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto no depende únicamente del tiempo, también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación que se genera es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de escurrimiento plástico. El coeficiente de escurrimiento plástico se define como:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}}$$

Donde ε_{ci} es la deformación lineal elástica y ε_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al flujo plástico. Ciertamente, con elementos presforzados es posible controlar las deflexiones de manera significativa. La reducción del agrietamiento significa que toda o casi toda la sección transversal es efectiva para la contribución al momento de inercia. La deflexión neta durante el servicio puede minimizarse o aún anularse totalmente mediante el balanceo de los momentos inducidos por las cargas con los momentos del presfuerzo actuando en sentido opuesto.

2.3.2 Contracción

Algunos materiales cambian significativamente de volumen al estar sujetos a variaciones de humedad, por ejemplo: la madera, algunos tipos de mampostería, el concreto, etc. El concreto se contrae cuando pierde humedad por evaporación durante el proceso de fraguado. Las contracciones que se generan tienen especial importancia, debido a que la gran mayoría de puentes carreteros que se construyen emplean parcial o totalmente este material. La magnitud de las contracciones depende de diversos factores, principalmente de la cantidad de agua en la mezcla, la forma del curado, la humedad del ambiente y la cantidad del refuerzo.

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, y la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, de la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en el que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

Las deformaciones por contracción son independientes del estado de esfuerzos en el concreto. Si se limitan, éstas pueden provocar el agrietamiento del concreto y por lo general provocan un aumento en las deflexiones de los miembros estructurales con el tiempo. La figura 2.2 muestra la curva que indica el aumento en la deformación por contracción con el tiempo. La contracción ocurre a una tasa decreciente. Las deformaciones finales varían considerablemente, por lo común de 0.0002 a 0.0006 aunque a veces llega hasta 0.0010.

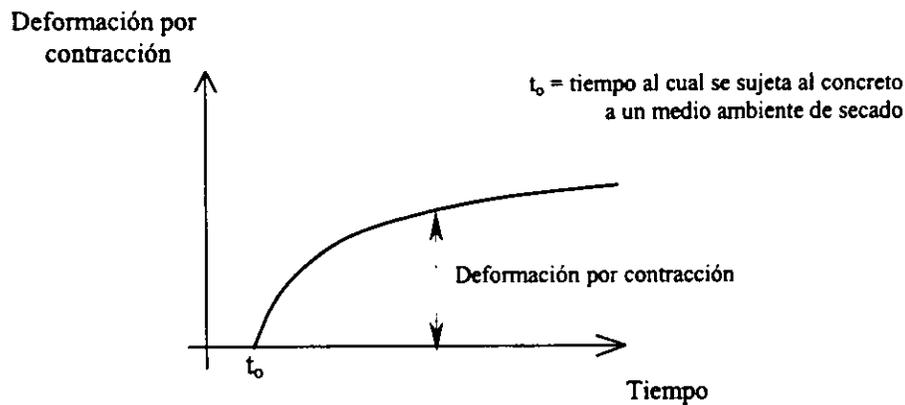


Figura 2.2 Curva típica de contracción en el concreto

La contracción en gran medida, es un fenómeno reversible. Si se satura el concreto con agua después de haberse contraído, se dilatará casi a su volumen original. En consecuencia, las condiciones secas y húmedas alternadas son las que generan los cambios alternativos de volumen.

El fenómeno de la contracción es parcialmente responsable de las deflexiones fluctuantes en puentes de concreto, debido a su exposición a los cambios estacionales cada año. Como regla, el concreto que exhibe un flujo plástico elevado también exhibe una elevada contracción. Los efectos de contracción son similares a los de los cambios de temperatura y pueden tratarse en la misma forma; las deformaciones por contracción deben sumarse a las de temperatura.

Es importante estimar la magnitud de la contracción, para predecir las pérdidas de presfuerzo en los elementos presforzados. Estudios de comportamiento del concreto a largo plazo señalan que para concretos curados en ambiente húmedo, la contracción ocurrida un tiempo t después de los siete días iniciales, puede predecirse en forma satisfactoria mediante la ecuación:

$$\varepsilon_{ct} = \left(\frac{t}{35+t} \right) \varepsilon_{cu}$$

Donde ε_{ct} , es la deformación unitaria por contracción en el tiempo t , en días, y ε_{cu} es el último valor después de un largo periodo. Esta ecuación se aplica a las condiciones estándares, es decir,

para condiciones de humedad por debajo del cuarenta por ciento y para un espesor promedio del elemento de seis pulgadas, tanto para concretos de peso normal como para concretos livianos. Para condiciones no estándares deben aplicarse coeficientes de modificación y para elementos curados al vapor se emplean otras ecuaciones.

2.4 Deformación axial y de flexión

La deflexión que suele presentarse en la superestructura de un puente, es en ocasiones demasiado evidente, fácil de distinguir a simple vista. La deformación principal es debida a los efectos combinados del presfuerzo y a la totalidad de la carga de servicio, sin embargo, en ocasiones la deflexión de importancia puede ser la debida solo a la carga viva. Para muchos miembros, particularmente para aquellos diseñados para la totalidad del presfuerzo, el problema es una excesiva deflexión hacia arriba, o combeo, el cual se incrementa con el tiempo debido al flujo plástico del concreto. El combeo de las vigas de puente, puede ocasionar un perfil no uniforme del camino. El combeo excesivo en los tableros de cubierta puede interferir con el drenaje apropiado.

En el caso de puentes de claros grandes, el método más satisfactorio consiste en el procedimiento basado en la sumatoria de las deflexiones que ocurren en intervalos discretos de tiempo. De esta manera los cambios dependientes del tiempo en la fuerza pretensora, en las propiedades de los materiales, y en las cargas, se pueden tomar en cuenta con precisión.

2.5 Cargas dinámicas

Las cargas aplicadas rápidamente causan serios problemas en los puentes, generando desplazamientos o deformaciones en los elementos que lo constituyen. Cuando un puente queda sujeto a sollicitaciones dinámicas, por ejemplo: fuerzas sísmicas o de impacto, sus elementos toman una cantidad de energía, la cual puede producir deformaciones instantáneas severas en parte o todo su conjunto si la estructura no cuenta con un grado de amortiguamiento adecuado.

2.5.1 Efecto sísmico

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias residen tanto en las características dinámicas de la acción, como en los efectos que dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

El peligro sísmico se relaciona con la intensidad de los movimientos que se esperan en el lugar y con la frecuencia con que se exceden movimientos de distintas intensidades. El peligro sísmico de un lugar dependerá de las regiones que se encuentran a distancias tales que los sismos en ellas generados pueden producir efectos apreciables en el sitio. Los estudios de peligro sísmico de lugares específicos se basan esencialmente en análisis estadísticos de la información disponible de los sismos ocurridos. La cantidad y calidad de los datos disponibles son muy variables de uno a otro lugar.

La sismicidad regional sólo proporciona un índice general del grado de peligro de una amplia zona. La variabilidad de la intensidad dentro de una misma región puede ser muy elevada, dependiendo principalmente de las propiedades geológicas, topográficas y geotécnicas locales. Estudios de peligro sísmico para un sitio específico se justifican para obras importantes. Para obras comunes se recurre a estudios de carácter mucho más general que dan lugar a la regionalización de un país. Sin embargo, para puentes importantes no puede basarse el diseño sísmico en los valores generales para la zona, sino que es conveniente realizar un estudio de microregionalización para el sitio en particular.

En la figura 2.3, se muestra la regionalización sísmica de México contenida en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Se aprecia que el país se divide en cuatro zonas designadas con las letras *A* a *D* en orden creciente de riesgo sísmico. El riesgo sísmico depende esencialmente de la distancia a la zona de mayor generación de sismos de gran magnitud que es la que se encuentra en la costa del pacífico frente a los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas, Jalisco y Colima.

La vibración del terreno durante un sismo no es el único aspecto que debe tomarse en cuenta. Fenómenos asociados a ella, como la licuación de suelos granulares saturados, la compactación de rellenos sueltos, la falla de taludes, han sido causa de daños mucho más frecuentes que la falla estructural de puentes.

Se han presentado asentamientos, desplazamientos o rotaciones de las cimentaciones que han dado lugar a la caída de la superestructura. Los daños propiamente estructurales han sido menos frecuentes y se han debido principalmente a falla de los dispositivos de apoyo o de las conexiones. También se han tenido diversos casos de falla por cortante en pilas, con un comportamiento frágil.

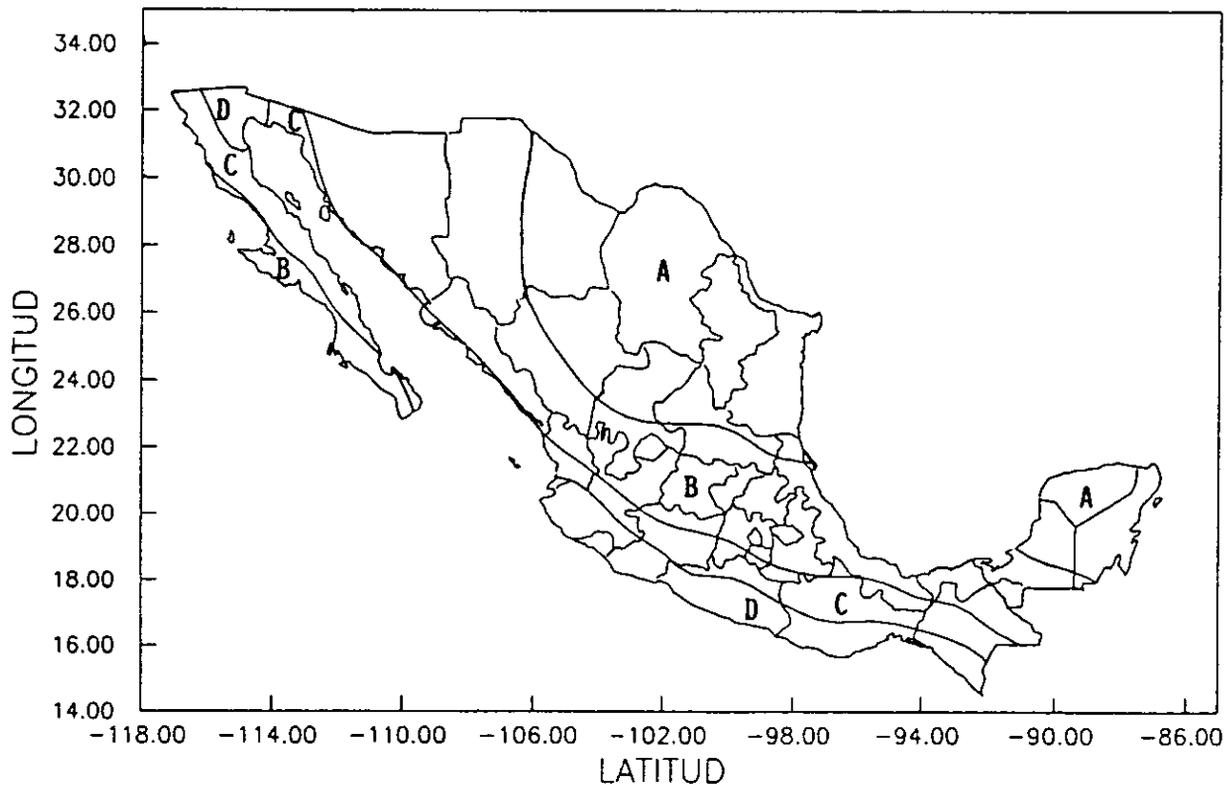


Figura 2.3 Regionalización sísmica de la República Mexicana

2.5.2 Impacto

El efecto de impacto que un objeto provoca en una estructura implica que ésta debe disipar una cantidad de energía proporcional. Esta energía debe absorberse esencialmente por deformación del objeto o de la estructura.

Son varios los casos en que el impacto puede provocar graves consecuencias en los puentes, por ejemplo: el choque de vehículos en los elementos de soporte, como en pilas o estribos, caídas de equipos y objetos durante la construcción, o bien, objetos pesados que a veces se manejan en plantas industriales. Si se exceptúan algunas estructuras cuya principal función es precisamente absorber impacto, las acciones de este tipo no se suelen considerar explícitamente en el diseño, sino que, cuando la posibilidad de impacto es alta, resulta más económico proporcionar protecciones locales para los elementos que pueden recibir estas acciones; en caso contrario, la ductilidad y continuidad de la estructura deben proteger contra la transmisión de daño fuera de la zona local donde se presenta el impacto.

En el diseño de puentes, el impacto y los efectos dinámicos que se generan por el tránsito de vehículos sobre una superficie irregular se toman en cuenta mediante un incremento en las fuerzas gravitacionales de carga viva. El paso de los vehículos causa vibraciones que producen incrementos en los efectos de las diferentes acciones sobre el puente. Los efectos dependen de la velocidad del vehículo, de las irregularidades de la superficie de rodamiento y, principalmente de la flexibilidad y longitud del puente. El incremento en el efecto de las cargas vivas calculadas en forma estática, puede realizarse utilizando un factor de impacto, el cual se basa en algunas mediciones de las ampliaciones de las deflexiones al pasar vehículos a distintas velocidades. El factor de impacto involucra directamente el claro del puente, L , ya que al aumentar el claro la fluctuación de esfuerzos debidos a los efectos dinámicos se reduce, porque la carga viva representa una fracción cada vez menor de la carga total. El factor de impacto, I , puede calcularse de acuerdo a la siguiente expresión proporcionada por el AASHTO:

$$I = \frac{15}{L + 37.5} \leq 0.3$$

2.6 Hundimientos diferenciales

El cálculo estructural de puentes y edificios se basa, salvo raras excepciones, en la hipótesis de que la estructura descansa sobre una base indeformable. En realidad, el peso de toda la estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma, de modo que las hipótesis de cálculo no son nunca estrictamente satisfechas.

Ante carga vertical, el hundimiento de pilas y estribos debido a la compresión y deformación del suelo produce asentamientos en su base. En el caso de una pila, cuando su base sufre un asentamiento vertical, se generan giros, de igual magnitud, en los extremos de las traveses sustentadas por el sistema que forman la pila y la trabe portante. Más aún, si como consecuencia del peso de la estructura el área cargada se alabea, la base sigue dicho movimiento y toda la pila se distorsiona, generando dos giros de diferente magnitud que afectan gravemente la conexión entre las traveses y su sistema de soporte.

En estribos el problema es similar, cuando la base cargada se alabea, el estribo presenta un movimiento hacia el centro, generando un acortamiento del claro entre estribos o de un estribo y una pila inmediata, propiciando en primera instancia, un pandeo del tablero, y un cierre parcial de las holguras en las juntas de expansión. Dicha disminución, está asociada la mayoría de las veces con asentamientos del material de relleno de los terraplenes de acceso. Este problema se observa en cruces con suelos blandos, en los que frecuentemente el puente se desplanta sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto que el terraplén se apoya superficialmente. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente suele presentarse en un plazo más o menos largo desde el momento en que la obra entra en servicio; el tiempo de asentamiento depende del tipo de suelo.

2.6.1 Asentamientos causados por vibraciones

Toda estructura cimentada en un suelo no cohesivo puede llegar a sufrir asentamientos excesivos si el suelo se halla sujeto a vibraciones provenientes de maquinarias, tránsito, hincado de pilotes, explosiones o sismos. Particularmente, las vibraciones causadas por uno o varios sismos generan

serios problemas de asentamiento, desplazamiento o rotación de las cimentaciones de pilas y estribos en puentes. El asentamiento que las vibraciones producen en una cimentación sobre arcilla es, por el contrario, comúnmente tan pequeño que, cualquiera que sea el caso, es poco probable que llegue a ser el origen de inconvenientes serios. El efecto que las vibraciones producen sobre las arcillas es mucho menor que en las arenas, porque la cohesión entre las partículas se opone al desplazamiento de los granos. No obstante, hasta una arcilla blanda se consolida un poco cuando está continuamente sujeta a vibraciones intensas de frecuencias próximas a la frecuencia natural del material.

A causa de su sensibilidad a las vibraciones, la arena se compacta en forma más efectiva con equipos vibradores, mientras que la arcilla solo puede compactarse con fuerzas estáticas.

2.6.1.1 Vibraciones debidas al tránsito

La frecuencia de las vibraciones producidas por el tránsito puede tener carácter periódico. La experiencia ha indicado que la exposición continua a tales vibraciones suele traer aparejados asentamientos considerables.

En Berlín, en 40 años de funcionamiento, algunas de las cimentaciones del ferrocarril elevado sufrieron asentamientos que alcanzaron hasta 35 cm. Estas cimentaciones descansaban sobre arena bastante densa y fueron proyectadas para una presión admisible del suelo de 3.5 kg/cm^2 . En Munich, donde la mayoría de los edificios se apoyan sobre 6 metros de arena y grava densa que descansa sobre roca, el aumento de la intensidad del tránsito de camiones causó asentamientos de tal magnitud que varias calles tuvieron que cerrarse a dicho tránsito pesado.

2.6.1.2 Vibraciones debidas al hincado de pilotes

La hincada de pilotes puede también originar el asentamiento de áreas adyacente. La frecuencia de los golpes que aplican los martillos convencionales está muy por debajo de la que corresponde a la resonancia, pero cada golpe da lugar a una compactación del terreno.

En un caso se instalaron 100 pilotes en un depósito de arena y grava tan suelto que podían hincarse sin inyección pilotes de una longitud de hasta 15 metros. Dentro del área ocupada por los pilotes, la superficie del terreno se hundió 15 centímetros. El asentamiento disminuyó con la distancia al borde de dicha área hasta alcanzar a los 15 metros un valor de 3 milímetros.

2.6.1.3 Vibraciones debidas a sismos

Los sismos intensos y prolongados han causado asentamientos espectaculares de la superficie de depósitos no cohesivos. Las subestructuras han sufrido daños asociados a movimientos de importancia de las cimentaciones, debidos a la compactación de estratos débiles.

Los desplazamientos permanentes de las cimentaciones de puentes por efecto de la acción sísmica, se producen especialmente cuando los suelos de la cimentación son poco firmes, como: arenas saturadas y poco densas o arenas finas compresibles.

Hasta hace algunas décadas, los elementos de las superestructuras de puentes no habían sufrido daños como consecuencia directa de la sollicitación dinámica, sino como resultado de fallas en las cimentaciones. Pero lo ocurrido en el puente Kobe y en los puentes Northridge puso en evidencia esta posibilidad. Los daños mayores, especialmente en puentes bajos, suelen deberse, ya sea por desplazamientos excesivos de los suelos, pérdida de estabilidad o disminución de la capacidad portante de los mismos. Como consecuencia, las subestructuras pueden experimentar desplazamientos horizontales y verticales considerables, inclinarse y hasta voltearse, provocando movimientos relativos entre las partes de la superestructura o de ellas respecto a la subestructura, con la consecuente falla de los dispositivos de apoyo y anclaje, o de conexión. Incluso esos movimientos relativos pueden conducir a la falla de la estructura por la caída de uno o más tramos del tablero.

Se han presentado asentamientos, desplazamientos o rotaciones de las cimentaciones que han dado lugar a la caída de la superestructura. Particularmente frecuentes han sido los casos de licuación. También los estribos y la compactación de los terraplenes de acceso han fallado por las mismas causas. En estribos, el sismo actúa como un acelerante del fenómeno producido por la

insuficiente resistencia al cortante de los materiales empleados en la estructura del terraplén y por el reacomodo de los suelos de cimentación por efectos de su compactación dinámica. El material de relleno de los terraplenes de acceso es capaz de ejercer grandes empujes dinámicos durante la ocurrencia de la acción sísmica. Dichos empujes combinados con las fuerzas de inercia ejercidas por la superestructura, son los causantes de las fallas de estribos y sus cimentaciones.

Es común que las alas de los estribos fallen en su conexión con el muro frontal, por efecto de excesivos empujes dinámicos del relleno. Lo usual es que la falla vaya acompañada de asentamientos importantes del relleno como consecuencia de la compactación inducida por el movimiento vibratorio.

2.6.2 Licuación

Las masas de arena uniforme suelta relativamente fina, situadas debajo del nivel freático, son susceptibles de licuación durante un sismo, especialmente si su duración es suficientemente larga como para que ocurran un gran número de oscilaciones que impliquen la repetición de inversiones de deformación tangencial de gran magnitud.

Después de que un sismo violento se ha mantenido durante un tiempo suficiente, una capa suelta situada a una moderada profundidad puede llegar a licuarse, con lo cual el agua excedente subirá a la superficie, con frecuencia en consonancia con la formación de borbotones (volcanes) de arena espaciados más o menos a igual distancia. La arena situada por encima de la zona licuada se ve entonces sometida a un gradiente hidráulico ascendente y también pierde su resistencia al corte, con lo cual las zapatas que soporta pueden hundirse en el terreno. Es menos probable que las arenas densas tiendan a la licuación bajo estas circunstancias a causa de que la duración de la mayoría de los terremotos violentos no es suficientemente larga como para llegar al número requerido de repeticiones.

Los terraplenes de arena suelta y los depósitos naturales de arena saturada pueden licuar, aún cuando no posean una estructura metaestable, bajo la pequeña provocación de débiles vibraciones o de unos pocos choques repetidos. Se han dado casos en que las pilas (y los pilotes de sus

cimentaciones) se han desplazado horizontalmente en la dirección del eje longitudinal del puente, especialmente cuando se trata de pilas vecinas a los estribos. Este tipo de movimiento se presenta cuando se produce la licuación del suelo de cimentación que, bajo la acción de las fuerzas horizontales inducidas por la expansión de las riveras naturales o de los terraplenes de acceso, se desplaza hacia el centro del cause.

2.6.3 Esfuerzo admisible del suelo

Las relaciones entre esfuerzos y deformaciones determinan en los suelos el asentamiento de las estructuras soportadas por estos. A medida que aumenta la carga sobre una cimentación, ésta se asienta. Para cargas pequeñas el asentamiento suele desarrollarse en proporción directa con la carga. Para cargas mayores aumenta más rápidamente y, si éstas superan cierto valor, se torna excesivo o incontrolablemente grande y se dice que la cimentación ha roto por penetración en el terreno o bien que se ha alcanzado la capacidad de carga a rotura del suelo. Con frecuencia, la diferenciación entre asentamiento excesivo y rotura por penetración en el terreno es bastante arbitraria. No obstante conviene considerar las dos condiciones en forma independiente, en especial porque el asentamiento puede aumentar por consolidación de suelos compresibles situados por debajo de la cota de cimentación, aun cuando la carga se mantenga constante.

2.6.4 Solución teórica del problema de asentamientos

Los métodos teóricos utilizados en la solución de problemas de asentamientos se eligen tomando en cuenta la complejidad de las propiedades mecánicas del perfil del suelo y la heterogeneidad derivada de su estratificación. Por ejemplo, cuando un tramo del puente se desplanta sobre un perfil compuesto de una o más capas de material muy compresible situadas debajo y separadas por estratos relativamente incompresibles, como estratos de arena, el asentamiento depende solo de las propiedades físicas de los estratos blandos y de la intensidad y distribución de las presiones verticales sobre los mismos, pues la contribución al asentamiento total debida a la deformación de los otros estratos es despreciable.

De manera similar, si un tramo del puente descansa sobre un suelo bastante uniforme, la distribución de los esfuerzos verticales sobre planos horizontales puede calcularse suponiendo que el material es perfectamente elástico. Por otro lado, es común que la determinación de la relación entre esfuerzos y deformaciones no resulte posible: así que en tales casos, puede tomarse necesario investigar la relación entre intensidad de carga, asentamiento y tamaño del área cargada por medio de métodos semiempíricos.

CAPÍTULO III

EMPLEO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA DISIPAR DESPLAZAMIENTOS EN PUENTES

3.1 Función y tipos de apoyos elastoméricos

Los dispositivos de apoyo que se han empleado en puentes carreteros, en el caso más general, se constituyen como elementos de unión especial, destinados a permitir a las estructuras movimientos relativos. Sin embargo, esto implica cierta limitación debido a la complejidad de los movimientos que se presentan en el puente, especialmente los debidos a sollicitaciones dinámicas. Se requiere que un dispositivo no solo permita este tipo de movimientos sino que además tenga la capacidad de disipar los desplazamientos que se generan en la estructura o en una parte de ésta.

Las características intrínsecas de los elastómeros y del acero estructural unidos en un solo elemento permiten cubrir esa necesidad. Los dispositivos elastoméricos laminados como los concebimos actualmente, se constituyen como el apoyo de la superestructura en la subestructura (figura 3.1), sus cualidades de resistencia y flexibilidad permiten el acomodo eficiente de los movimientos que se originan en el puente. En términos generales, constituyen un sistema mecánico que desempeña diferentes funciones, por ejemplo:

1. Transfieren las fuerzas verticales de una parte del puente a otra, generalmente de la superestructura a la subestructura
2. Disipan y aíslan en la estructura, los desplazamientos de traslación generados en un plano horizontal, y los giros o rotaciones respecto a alguno de los ejes que se originan en una parte del puente en relación con otra debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas, vibraciones, etc.

Su fabricación es relativamente sencilla y económica, están constituidos por un material sintético el cual se funde en moldes bajo presión y calor. Adicionalmente se intercalan placas de acero estructural que se adhieren al hule mediante un proceso de vulcanización, en el cual, el hule se mezcla con otros elementos como fibras de carbón, aceites aditivos (antioxidantes, antiozonos, etc.) y agentes vulcanizantes (como sulfuros), así, hule y acero, se encuentran adheridos en una sola pieza.

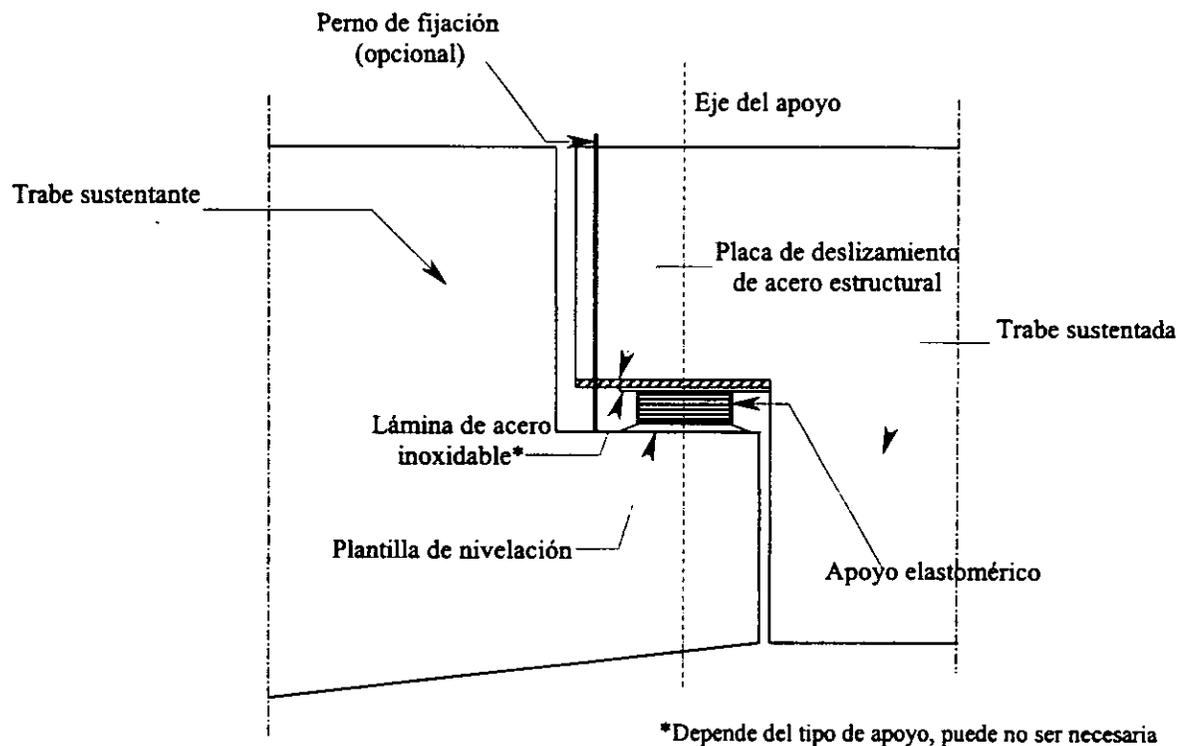


Figura 3.1 Apoyos elastoméricos empleados en puentes.

Los dispositivos elastoméricos más simples son los cojinetes o bloques constituidos únicamente por neopreno vulcanizado que tienen poca resistencia bajo cargas verticales. La acción de estas cargas propicia que las caras laterales del apoyo tiendan a deformarse considerablemente presentándose un fenómeno de pandeo lateral, razón por la cual su uso es limitado. En contraste, los dispositivos que incluyen acero de refuerzo proporcionan mayor estabilidad y durabilidad

poseen mayor resistencia bajo cargas verticales sin aminorar la extraordinaria capacidad de deformación del hule, tienen gran capacidad de carga y su resistencia a la acción del ozono atmosférico y temperaturas extremas es considerable. Especialmente, el amortiguamiento es un requisito necesario e imprescindible en un elemento que pretende usarse como sistema de aislamiento y de disipación de movimientos de traslación y rotación debidos a cargas dinámicas, y la alta flexibilidad del neopreno puede aportar un grado de amortiguamiento alto.

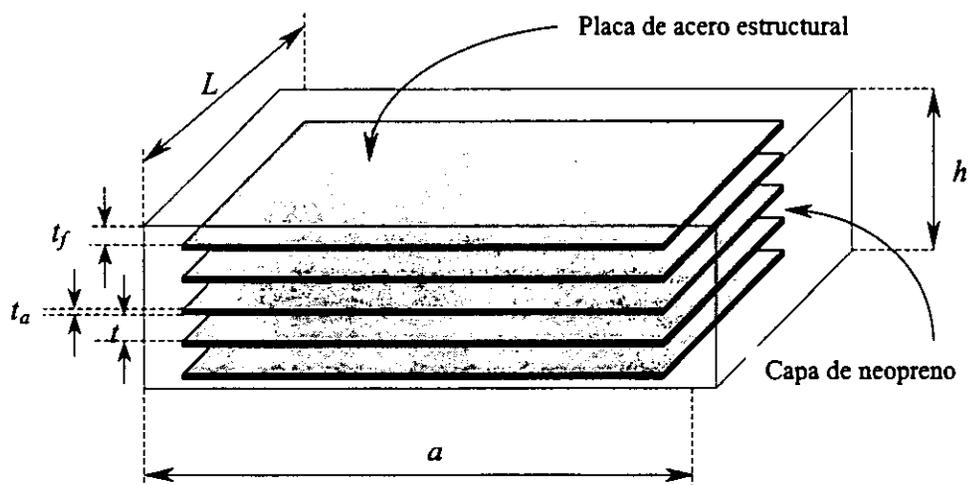


Figura 3.2 Apoyo elastomérico laminado típico empleado en puentes

3.2 Características y propiedades

El neopreno y el hule natural tienen un comportamiento satisfactorio bajo grandes deformaciones. Sin embargo, el empleo de neopreno para la fabricación de apoyos se debe principalmente a las mayores ventajas que este material ofrece con respecto al hule natural. Las propiedades mecánicas, el comportamiento a alta temperatura y el comportamiento dinámico, el flujo plástico y esfuerzo de relajación, son propiedades en común de ambos, también su comportamiento es similar. Pero existen otras en donde el neopreno es superior al hule natural, por ejemplo: el comportamiento a baja temperatura y el deterioro bajo condiciones ambientales, como se indica en la tabla 3.1.

Propiedad		
Material	Comportamiento a baja temperatura	Deterioro bajo condiciones ambientales
Neopreno	Se rigidiza a temperaturas mayores que el hule natural.	Menos susceptible que el hule natural.
Hule natural	Menos susceptible a temperaturas bajas.	Susceptible a agrietamiento por ozono, pero se puede controlar con aditivos.

Tabla 3.1 Propiedades del neopreno y del hule natural.

3.2.1 Propiedades Químicas

Comportamiento a bajas temperaturas

Los elastómeros se rigidizan cuando se enfrían, transformándose en cristales, llegando a ser frágiles ante impactos y perdiendo características propias de los hules. El efecto es reversible y puede recuperar su estado original cuando la temperatura se incrementa. En algunos elastómeros, expuestos prolongadamente a temperaturas arriba de la temperatura de transición a cristal, comienza una elevación progresiva de rigidización, conocido como cristalización.

Efectos ambientales

Los apoyos elastoméricos sufren un cambio gradual con el paso del tiempo, conocido como “envejecimiento”, el cual ocasiona un incremento en la dureza y una reducción en la deformación a la ruptura. El envejecimiento se debe principalmente a: oxidación por oxígeno atmosférico y ozono, efectos de calor y luz solar, esfuerzos de tensión frecuentes, etc.

Las pruebas a que se han sometido los elastómeros para comprobar la garantía de su conservación son numerosas. Por ejemplo, en un principio la casa Du-Pont experimentó la pérdida de

resistencia a la rotura que experimenta el neopreno con respecto al hule natural, y encontró que el neopreno perdía un 50% de su resistencia al permanecer 40 días en una bomba de oxígeno, mientras que el hule natural lo hacía en 21 días, razón por la cual el primero era superior al segundo. Inclusive, se han dejado probetas de neopreno expuestas al sol durante varios años, del orden de 16, al sol de florida, y estas son utilizables todavía al cabo de ese tiempo, mientras que el hule natural se resquebraja a los pocos años

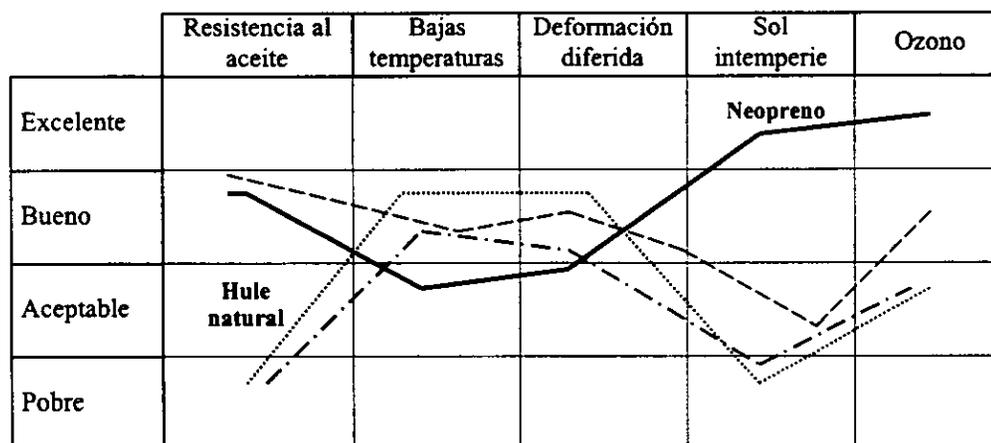


Figura 3.3 Comportamiento de algunos elastómeros

En la figura 3.3, se muestra el comportamiento de varios materiales respecto a diferentes factores que influyen en ellos, en las gráficas puede apreciarse claramente que el neopreno es el material que posee un mejor valor medio de calidad, ya que en el peor de los casos (resistencia a bajas temperaturas) es aceptable.

3.2.2 Propiedades Mecánicas

Flujo plástico

Se presenta en los elastómeros con el paso del tiempo, se refiere al incremento en la deformación bajo esfuerzos constantes por la reorganización interna de moléculas dentro del elastómero.

La recuperación del elastómero depende del tiempo e inicia cuando deja de actuar el esfuerzo. Después de cierto tiempo, el elastómero no solo presenta recuperación sino también una deformación residual permanente. El flujo plástico varía aproximadamente en forma exponencial con el tiempo, la variación es más rápida al inicio de la aplicación de la carga, y se reduce progresivamente después de esta. La magnitud de flujo plástico varía considerablemente con la composición del elastómero, la temperatura ambiente y el tipo de esfuerzo. El flujo plástico es 50% más grande bajo esfuerzos a tensión y 25% más grande bajo esfuerzo a cortante que bajo esfuerzo a compresión.

Esfuerzo de relajación

La relajación es similar al flujo plástico, y se trata de un fenómeno que ocurre cuando los elastómeros quedan sujetos bajo un estado de deformación constante, en donde el esfuerzo que mantiene ese estado disminuye en función del tiempo, a ese esfuerzo se le conoce como esfuerzo de relajación. Tanto el neopreno como el hule natural fluyen en cantidades similares.

Las propiedades mecánicas en los elastómeros tienen un comportamiento no-lineal alto y una relación esfuerzo deformación que depende de la temperatura. La no-linealidad es provocada por el flujo plástico, esfuerzo de relajación y las grandes deformaciones (del orden incluso hasta de 600% para las deformaciones a tensión). Al incrementarse la temperatura hasta valores muy elevados, propicia que tanto el hule natural como el neopreno incrementen su flexibilidad, con un incremento también en el flujo plástico y en la relajación.

3.2.3 Propiedades Físicas

Dureza

Una de las propiedades físicas más importantes de los elastómeros es su dureza. Los neoprenos empleados en la fabricación de apoyos se especifican por su grado de dureza, propiedad fácil de medir y que relaciona al módulo de compresión y al módulo de cortante del material. En los productos de hule es común definir a la dureza como la resistencia relativa de la superficie a la

penetración en un punto hecha por un instrumento de dimensiones específicas. La dureza es en sí, una medida de recuperación elástica, por lo que existe una relación entre ésta y el módulo elástico, es decir, la variación del módulo de elasticidad está en función de la dureza

3.3 Comportamiento

3.3.1 Estático bajo esfuerzos de compresión

Cuando una placa de neopreno queda sujeta a una carga vertical de compresión, y se restringe el deslizamiento de las caras cargadas por fricción o adherencia física, experimenta un fenómeno de pandeo en sus caras laterales, como se indica en la figura 3.4. Este pandeo, es importante ya que en función de él, se determina el valor de la rigidez vertical del elemento.

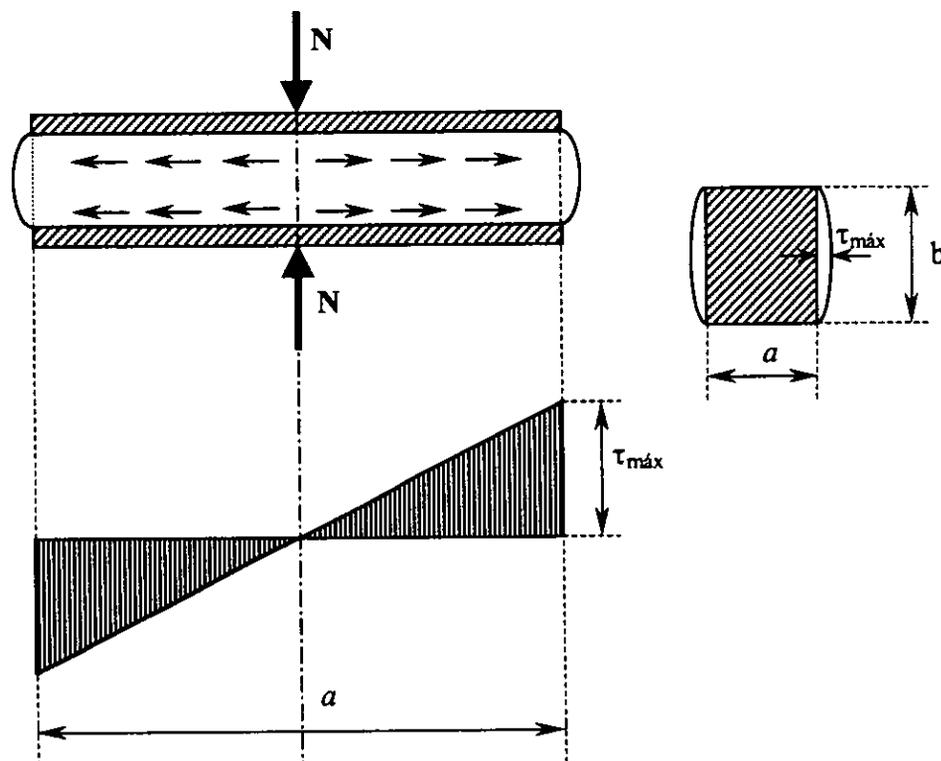


Figura 3.4 Variación del esfuerzo cortante debido a carga de compresión.

Las dimensiones del elemento influyen en el fenómeno de pandeo, a partir de éstas puede determinarse el "factor de forma" de la placa. El factor de forma, denotado como S , es igual al área total cargada dividida entre el área perimetral. Cuando las placas de hule tienen las mismas dimensiones en planta pero diferente espesor, a cada una de ellas corresponde un factor de forma único y diferente. La rigidez vertical se incrementa rápidamente en la medida que el factor de forma aumenta su valor, es decir, la placa de elastómero tendrá una rigidez cada vez más alta, a medida que disminuye el espesor de la placa. Además del factor de forma, la rigidez a compresión de una placa de neopreno también depende de la carga vertical y la deformación total a compresión. La rigidez puede calcularse como sigue:

$$K_c = \frac{N \left(\frac{l}{E(1+2KAS^2)} + \frac{l}{E_\infty} \right)}{f_c t}$$

Donde, N es la carga vertical, en kg, E el módulo de elasticidad, en kg/cm^2 , K una constante empírica (ver tabla 3.2), S el factor de forma, E_∞ el módulo de confinamiento, f_c el esfuerzo a compresión, en kg/cm^2 , y t el espesor del bloque, en cm.

Los valores de K y de E , están en función de la dureza del material. En la fabricación de apoyos elastoméricos los grados de dureza empleados van de 50 a 70, dependiendo del tipo de apoyo a fabricarse será la dureza a emplear. Los valores aproximados que corresponden a los diferentes grados de dureza se muestran en la tabla 3.2:

Dureza	Módulo de elasticidad E (kg/cm^2)	Módulo de cortante G (kg/cm^2)	K
50	23.5	6.1	0.75
60	37.7	10.2	0.60
70	63.2	14.3	0.55

Tabla 3.2 Propiedades aproximadas de los elastómeros

El pandeo que se presenta en caras laterales es más evidente en bloques rectangulares muy largos, la forma que adopta el lado largo de un bloque con esta geometría es de tipo parabólico. El pandeo máximo, b , puede calcularse empleando la ecuación:

$$b = \frac{3S\delta_c}{2}$$

Donde δ_c es la deformación total a compresión del bloque, y se calcula como sigue:

$$\delta_c = f_c t \left(\frac{l}{E(1 + 2KAS^2)} + \frac{l}{E_\infty} \right)$$

Cuando no existe fricción entre la superficie de contacto y la del bloque las caras cargadas pueden deslizar libremente, y la rigidez vertical en este caso disminuye considerablemente. Para deflexiones pequeñas el cálculo de la rigidez vertical, K_c , puede realizarse como:

$$K_c = \frac{EA}{t}$$

3.3.2 Estático bajo esfuerzos cortantes

El comportamiento estático en cortante del apoyo, se caracteriza por la distorsión que se genera en el elemento. Al respecto, se presentan dos casos:

1. La distorsión generada en el dispositivo es lenta, y es producto de la dilatación, contracción, fluencia y presfuerzo.
2. Intervienen causas dinámicas como: frenaje, viento, sismo, fuerza centrífuga, etc.

La figura 3.5, muestra la variación del esfuerzo debido a *fuerzas laterales*

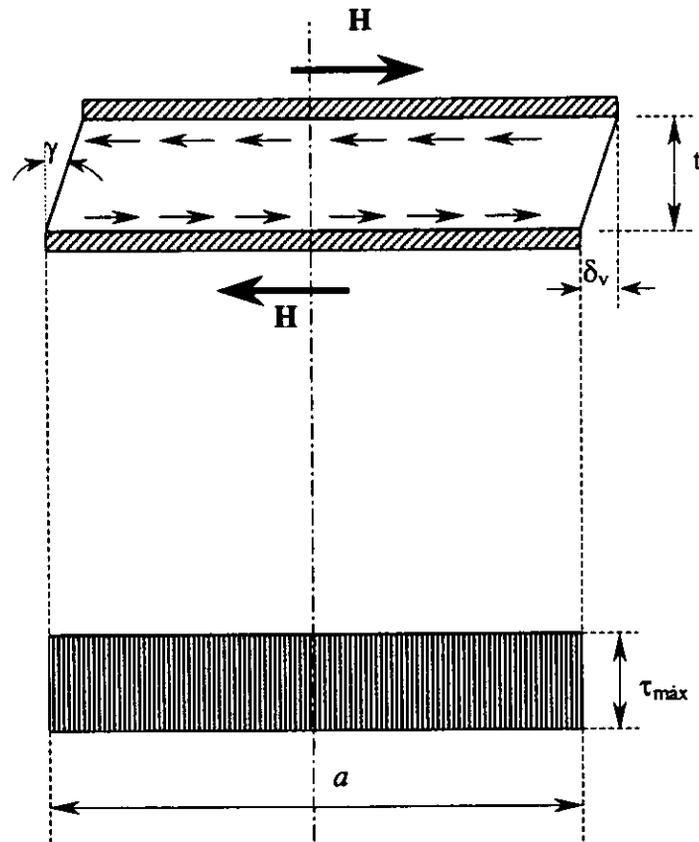


Figura 3.5 Variación del esfuerzo cortante debido a carga lateral

La deformación por cortante, $\tan \gamma$, se obtiene con el cociente de la fuerza lateral, H , entre el producto del área cargada, A , por el módulo de rigidez a cortante, G . El desplazamiento horizontal relativo, δ_v , depende de esta deformación y del espesor, como lo indica la expresión:

$$\delta_v = t(\tan \gamma) = t \left(\frac{H}{AG} \right)$$

La rigidez a cortante del bloque, K_c , es igual al producto del área cargada, A , por el módulo de cortante, G , entre el espesor del bloque.

$$K_c = \frac{AG}{t}$$

Otro efecto que genera deformaciones por cortante, aparte de las fuerzas laterales, es la *rotación* que se genera en el elemento. Las rotaciones se deben principalmente al funcionamiento propio de la estructura. Aunque en ocasiones, éstas suelen presentarse desde los procedimientos de montaje, cuando no existe paralelismo entre las superficies de contacto, entre la pila y la trabe.

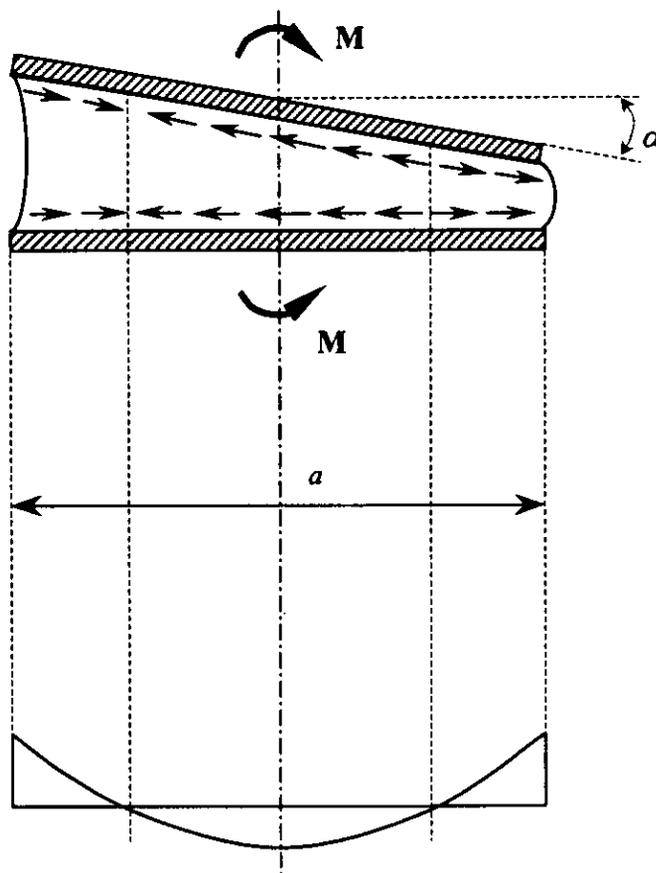


Figura 3.6 Variación del esfuerzo cortante debido a la rotación.

El esfuerzo cortante se debe a la rotación de la cara de la placa superior con respecto a la cara de la placa inferior. El valor máximo aparece generalmente sobre los bordes paralelos al eje de rotación, y puede calcularse con la expresión:

$$f_v = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_i$$

Donde, f_{vr} es el esfuerzo cortante, a la dimensión en planta del lado paralelo al eje longitudinal de la estructura, b la dimensión en planta del lado perpendicular al eje longitudinal, t el espesor del bloque, y α_i el ángulo de giro de una placa elemental expresado en radianes. El ángulo α_i , es la suma del ángulo de giro debido al funcionamiento de la estructura, α , más el ángulo de giro debido a la falta de paralelismo de las caras de apoyo de la estructura y la corona, α_o , entre el numero de placas simples de elastómero.

3.4 Control de Calidad en la fabricación

3.4.1 Muestreo y métodos de prueba

El muestreo consiste en designar el numero de elementos que se requieren, para que sean sometidos a diferentes pruebas. De acuerdo al tipo de prueba de que se trate y al numero de elementos que requiere el proyecto, corresponde fijar el numero exacto de elementos a ensayar. En la tabla 3.3, se indica de manera aproximada la manera de llevar a cabo un muestreo para elementos elastoméricos. Los apoyos sujetos a las diferentes pruebas no deben mostrar rajaduras, incrustaciones de materiales extraños o lajeaduras, ni tener grasa o cualquier otro material que altere sus propiedades mecánicas.

PRUEBA	APOYOS REQUERIDOS
Deformación por compresión	1 por cada 5 que se requieran para el proyecto por cada tamaño; mínimo 2
Resistencia a la compresión	1 por cada tamaño de cada lote de producción de acuerdo con el proyecto
Compresión combinada con esfuerzo cortante	4 por cada 50 que se requieran para el proyecto para cada tamaño; mínimo 4
Propiedades físicas del elastómero y del acero	1 de cada tamaño de cada lote de producción, de acuerdo con el proyecto

Tabla 3.3. Muestreo de apoyos elastoméricos

Los apoyos deben identificarse claramente, para ello deben marcarse en sus costados: el símbolo o marca del fabricante, la fecha y lugar de producción y el número progresivo que identifique al apoyo y el lote del cual se extrajo.

Las pruebas a que son sometidos los apoyos siguen un método en particular. Los métodos de prueba aplicados corresponden a: compresibilidad, dureza, tensión y alargamiento, deformación permanente en compresión, desgarramiento, y envejecimiento acelerado.

Dureza

Este método se refiere al procedimiento para determinar la resistencia relativa de la superficie del neopreno a la penetración de un punzón. El instrumento de penetración que generalmente se usa es el durómetro, y consiste en un instrumento de bolsillo con una carátula sobre una cara y un penetrador sostenido por un resorte que lo carga, semejante a una punta de lápiz y que sobresale del otro lado del estuche. Cuando se presiona sobre la superficie de hule, la punta dura se sume dentro del estuche y aprieta el resorte. Este movimiento es transmitido a un mecanismo que acciona el índice sobre la escala calibrada. A medida que el punto se sume cada vez más, implica que el hule es más duro, y la lectura numérica sobre la escala se incrementa. Los durómetros están calibrados con una escala arbitraria de 0 (suave) a 100 (duro). La dureza de un rodillo hule de máquina de escribir que registra un durómetro es de alrededor de 90; una suela para calzado, de unos 80; una llanta de automóvil, de 60; la de una cámara de llanta para un automóvil, de 50; y la de una liga de hule, de 40.

Aun cuando se afirma que el módulo de cortante de un apoyo de hule varía con su dureza, ello no quiere decir que la dureza defina precisamente la rigidez inherente del compuesto. La medición de la dureza no es exacta en sí misma. Es común encontrar discrepancias en las lecturas hechas por diferentes personas realizadas con durómetros distintos en la misma masa de hule. Esta diferencia de 5 o 10 puntos equivale a una variación de 15 hasta 20% en la rigidez real. Es decir, un apoyo con una dureza nominal de 70, puede tener un valor en el módulo de cortante de 15 a 20% arriba o abajo del módulo teórico especificado en tablas.

La resistencia de la superficie a la penetración no es realmente la característica que interesa. Lo que en verdad importa es la resistencia de la masa total de hule a la deformación por compresión.

Compresibilidad

En esta prueba se determina la deformación unitaria de una placa de neopreno al someterla a un esfuerzo unitario de compresión especificado. Esta prueba se efectúa sobre cada una de las placas que forman el lote y no es destructiva.

Para el desarrollo de la prueba se requiere de una máquina de ensaye de compresión con apoyo de rótula que sea capaz de deformar la placa de neopreno con una velocidad entre 0.15 y 0.25mm/s, de madera suave y sin impactos. El apoyo se coloca en la máquina entre dos platinas de carga. La aplicación de la carga es lenta para garantizar un esfuerzo estático en compresión. La determinación de la deformación se hace aplicando sobre la placa de neopreno una presión inicial uniforme de 2 kg/cm² durante un periodo suficiente para permitir el ajuste de los micrómetros en la posición de lectura inicial; posteriormente la presión se incrementa hasta alcanzar un valor especificado, que generalmente es del orden de 50kg/cm² manteniéndola por un periodo de 3 segundos. Después de éste periodo se determina la deformación generada, la cual no debe incluir la deformación ocasionada por la presión inicial. La deformación unitaria depende de la deformación del apoyo y del espesor efectivo. El cálculo puede realizarse con la expresión:

$$e = \frac{\delta_m}{t} \times 100$$

Donde, e es la deformación unitaria en por ciento, δ_m es la deformación del apoyo en milímetros, y t es el espesor efectivo de la placa de neopreno, en milímetros. Cuando se tienen dudas respecto al comportamiento del apoyo, lo más conveniente es trazar la curva completa de esfuerzo-deformación.

Tensión y Alargamiento

Con esta prueba se determina la resistencia a la tensión; la resistencia al alargamiento y la deformación permanente del neopreno en condiciones de temperatura ambiente. El valor de la temperatura es aproximadamente de 23, ± 1 , grados celcius, a menos que se especifique otra. La determinación del esfuerzo de tensión para un alargamiento especificado, y del alargamiento de ruptura, se realiza en probetas troqueladas y en probetas planas rectas, ambas se sujetan simétricamente a la máquina para pruebas de tensión, con el propósito de que la tensión sea distribuida uniformemente sobre la sección transversal. Si la tensión es mayor en uno de los lados de la probeta, las marcas de calibración no se desplazarán paralelamente y el material no opondrá satisfactoriamente su resistencia máxima. Los esfuerzos deben registrarse conforme transcurre la prueba, pasando por la deformación especificada, hasta el momento de la ruptura. El registro de los esfuerzos desarrollados se realiza con un graficador. La resistencia a la tensión, f_t , se calcula como el cociente de la fuerza máxima, F , entre el área de la sección transversal de la probeta sin deformar, A . Las unidades son kg y cm^2 respectivamente.

$$f_t = \frac{F}{A}$$

Una ecuación análoga se utiliza para calcular la resistencia a la ruptura, solo que ahora el cociente es con la fuerza medida en el momento de la ruptura entre el área inicial sin deformar. En los elastómeros la fuerza que se presenta a la ruptura, F_r , por lo general, es la fuerza máxima que se presenta cuando la prueba se efectúa a una temperatura por arriba de la temperatura ambiente. La deformación permanente después de la ruptura se determina con la ecuación:

$$\delta_r = \frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100$$

Donde, δ_r es la deformación permanente en por ciento, L_o es la longitud inicial, en centímetros, y L_f la longitud final, también en centímetros. Finalmente, se realiza la curva fuerza-deformación la cual indica la relación entre la fuerza de tensión y la deformación longitudinal de la probeta

durante el transcurso de la prueba de tensión hasta la ruptura. El informe final de la prueba realizada, debe contener además de los resultados obtenidos, el tipo de máquina empleada, el tipo de probeta y sus dimensiones, la temperatura de ensaye y la fecha de realización de la prueba.

La SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) de acuerdo con la NOM-T-23 especifica al respecto, que la resistencia a la ruptura no debe ser menor que 178kg/cm², y el alargamiento a la ruptura debe ser de al menos 400 por ciento para el grado 50, 350 por ciento para el grado 60 y de 300 por ciento para el grado 70 respectivamente.

Compresión

Este método de prueba se refiere al procedimiento para determinar la deformación permanente por compresión de las placas de neopreno, midiendo la capacidad del mismo para retener sus propiedades elásticas, después de someterlo a la acción prolongada de esfuerzos de compresión.

Para esta prueba se requiere mantener una deformación constante en las probetas, por un tiempo definido y a una temperatura especificada. La deformación permanente por compresión resultante se mide 30 minutos después de ser removidas las probetas del dispositivo de compresión.

El dispositivo de prueba está integrado por dos o más placas planas de acero colocadas paralelamente, entre las cuales se colocan las probetas que serán comprimidas y que deberán soportar el esfuerzo sin flexionarse. El dispositivo ya montado en la máquina se somete a un periodo de calentamiento de 22 horas, y a una temperatura de 100°C en ambiente seco. Al terminar este periodo la probeta es retirada y se deja enfriar en una superficie de madera durante 30 minutos, para posteriormente medir su espesor final. La deformación permanente del material no debe ser mayor del 25 por ciento de la deformación original aplicada a la probeta. El porcentaje de deformación permanente por compresión, e_c , esta en función del espesor inicial, E_o , y del espesor final, E_f , y se calcula con la expresión:

$$e_c = \frac{E_o - E_f}{E_o - E_b} \times 100$$

Donde, E_b , es el espesor de las barra separadoras que se emplean para mantener la deformación constante cuando las probetas son comprimidas, el espesor de estas barras se mide en milímetros.

El informe de la prueba debe incluir las dimensiones de la probeta, el porcentaje de deformación empleado en la prueba, el espesor de la probeta después de 30 minutos de haberla sacado del horno, y la deformación permanente por compresión.

Desgarramiento

Este es otro método de prueba que se realiza en el neopreno para determinar la resistencia al desgarramiento de este material. El resultado de esta prueba debe considerarse como la medida de la resistencia exclusivamente bajo condiciones de prueba y no tiene relación con un valor de servicio, ya que tal resistencia varia generalmente por las condiciones de distribución de esfuerzos, por la rapidez de deformación y por el tamaño de la pieza. Este método se considera aplicable solamente para fines comparativos. La resistencia al desgarramiento se obtiene con la expresión:

$$R_d = \frac{F}{e}$$

Donde, R_d es la resistencia al desgarramiento, en kg/cm^2 , F la carga máxima de desgarramiento, en kg., y e el espesor de la probeta, en centímetros. La resistencia mínima al desgarramiento se especifica de 51, 46 y 41kg/cm^2 para los grados de dureza 50, 60 y 70 respectivamente. El informe de la prueba de desgarramiento debe incluir el tipo de probeta, la resistencia de desgarramiento, la temperatura ambiente, y el tipo de máquina empleada.

Envejecimiento

Con este método de prueba se determina la resistencia relativa al deterioro por envejecimiento de las placas de neopreno. No existe una correlación exacta entre esta prueba acelerada y la vida útil del neopreno, ya que este depende de las condiciones de exposición directa al calor, a la luz y al

aire, y de la composición misma del neopreno. Esta prueba acelerada se realiza únicamente para fines comparativos y evalúa el comportamiento del neopreno entre su estado original y su estado después de un envejecimiento acelerado de características conocidas.

En la prueba las probetas de neopreno son sometidas a una temperatura de 100°C dentro de un horno con circulación de aire y a la presión atmosférica, sin exponerlas a fuentes de luz. El envejecimiento a que es sometido el elastómero tiene una duración de 70 horas, al final del cual las variaciones en las características iniciales no deben exceder:

- a) En la prueba de Tensión, una pérdida de resistencia a la ruptura $\leq 15\%$
- b) El grado de dureza Shore "A": de 0° a 15°

La prueba se realiza no antes de 24 horas de haberse terminado el vulcanizado de las placas. La comparación de las probetas antes y después de ser envejecidas se basa en la prueba de tensión y alargamiento a la ruptura o de la relación esfuerzo-deformación, así como de una inspección visual y al tacto.

Sobre la base de los resultados obtenidos de las pruebas comparativas de tensión y alargamiento a la ruptura del neopreno en estado natural y envejecido, se obtiene el porcentaje del cambio sufrido en su resistencia a la tensión y alargamiento a la ruptura, este porcentaje se calcula con la expresión:

$$P = \frac{E - N}{N}$$

Donde, P es el porcentaje de cambio a la tensión o al alargamiento, E el valor promedio de resistencia o alargamiento obtenido de las probetas después de envejecer, y N el valor promedio de resistencia o alargamiento de las probetas en estado original.

El informe debe incluir los resultados del porcentaje de cambio a la tensión o al alargamiento a la ruptura, el periodo y temperatura de envejecimiento, y las dimensiones de las probetas.

3.4.2 Requisitos de fabricación, de acuerdo a la Norma ASTM

Las Normas ASTM (American Society for Testing and Materials) establecen las especificaciones que deben cumplir los dispositivos elastoméricos usados como elementos de apoyo en puentes y estructuras, así como de los materiales empleados en su fabricación. El neopreno debe cumplir estrictamente con los siguientes requisitos:

	Norma	Requerimiento
Características físicas originales		
Dureza, Medidor, Tipo A	ASTM D2240	60 ± 5
Esfuerzo a la tensión mín, en PSI	ASTM D412	2500
Alargamiento a la ruptura, % mínimo	ASTM D412	350
Envejecimiento acelerado		
70 horas a 212°F	ASTM D573	
Dureza, Puntos de cambio, máx.	ASTM D573	0 a + 15
Tensión, cambio en %	ASTM D573	-15
Alargamiento a la ruptura, % máx.	ASTM D573	-40
Prueba de compresión		
22 horas a 212°F, % máx.	ASTM D395 (B)	35
Ozono		
100 PPM en volumen, en el aire con 20% de alargamiento a 100 ± 2°F, 100 hrs.	ASTM D1149	No fisuras
(D518, Procedimiento A)		
Prueba a baja temperatura		
Fragilidad a -40°F	ASTM D746 <i>Procedimiento B</i>	Sin falla
Adhesión		
Adhesión creada durante la vulcanización, Lbs/in	ASTM D429 (B)	40
Compresión deflexión		
800 PSI, máx. 7% del espesor del neopreno	ASTM D575	

Tabla 3.4 Requisitos de calidad de acuerdo al ASTM

Además, el acero empleado como refuerzo en apoyos laminados debe cumplir con las especificaciones para acero estructural contenidas en la Norma ASTM-A36/A 36M.

La importancia de mencionar las especificaciones ASTM, radica en que estas Normas son la base que fundamentan a la Norma Oficial Mexicana de Calidad correspondiente, denominada como: NOM-T-102-1987, la cual se complementa con la Norma: NOM-R-61, NOM-T-1, NOM-T-9, NOM-T-23, NOM-T-82, NOM-T-96, NOM-Z-1, y NOM-Z-12.

3.5 Otros tipos de apoyos empleados en puentes

Hasta ahora nos hemos referido a los apoyos elastoméricos como disipadores de los movimientos de traslación que se presentan en diferentes direcciones y rotaciones generadas respecto a algún eje. Pero en ocasiones, se requiere que un dispositivo permita el desplazamiento libre en una dirección pero no en otras, esto obliga necesariamente a que parte del puente apoyado defina su posición y dirección. El desplazamiento libre permitido por el apoyo está afectado siempre por la fricción. Para lograr el grado requerido de la libertad de movimiento, un apoyo se constituye de varios elementos, cada uno de estos permite un movimiento particular y, la suma de dichos movimientos representa la libertad total requerida. Existen diferentes tipos de apoyos, en general estos suelen identificarse como fijos o móviles. A continuación se describen alguno de ellos:

Apoyos de rodillo

Consisten esencialmente de uno o más cilindros de acero localizados entre un par de placas paralelas del mismo material, para cada cilindro, localizadas en la parte superior e inferior del apoyo. Los apoyos con un solo cilindro, permiten rotación respecto al eje horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, y traslación paralela al mismo eje longitudinal. Los apoyos con varios cilindros requieren de otros elementos semejantes como los que caracterizan a los apoyos tipo mecedora o apoyos de pasador para permitir la rotación, estos apoyos permiten tomar cargas considerablemente grandes. Existen también apoyos de rodillo con dos niveles, en éstos, los cilindros se ubican entre tres placas paralelas de acero. Este tipo de apoyo permite

movimientos horizontales multidireccionales. En la práctica, es poco frecuente el empleo de apoyos de rodillo múltiples, y se ha optado por emplear en su lugar apoyos tipo olla o apoyos de deslizamiento curvo.

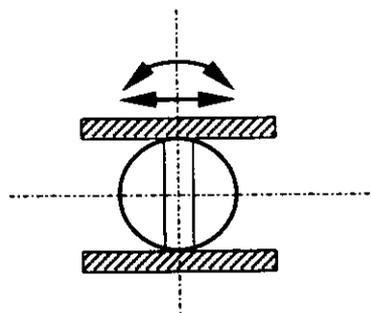


Figura 3.7 Apoyo de rodillo

Apoyos de mecedora

Este tipo de apoyo consiste de una superficie curva en contacto con otra de tipo plana, el montaje de esta última sobre la primera evita el movimiento horizontal relativo. La superficie curva puede ser cilíndrica o esférica para permitir rotación respecto a uno o más ejes. Este tipo de apoyo no permite traslación, y son utilizados normalmente como apoyos fijos en el extremo final del puente.

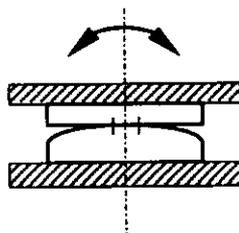


Figura 3.8 Apoyo de mecedora

Apoyos de pasador

En general, se trata de un apoyo articulado, constituido por un pasador de acero que se alberga entre dos soportes con una superficie curva cada uno de ellos, constituyendo un sistema articulado. Las cargas laterales son transmitidas por las alas sobre los extremos de la articulación.

Este apoyo permite rotación debida al deslizamiento de una parte sobre otra. El empleo de este apoyo es poco común en nuestros días.

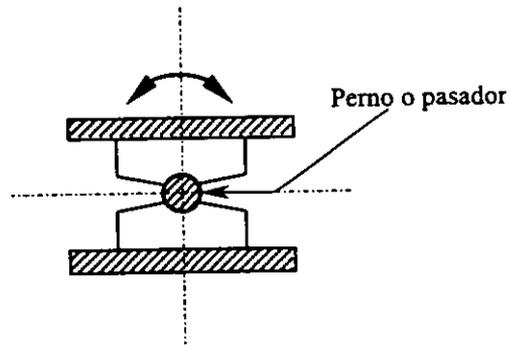


Figura 3.9 Apoyo de pasador

Apoyos de bisagra

Consiste fundamentalmente de un pasador de acero que se aloja a lo largo en una serie de placas de acero fijas e intercaladas de manera simultánea, conectadas a dos placas paralelas localizadas en la parte superior e inferior del apoyo. El apoyo permite únicamente movimiento rotacional, pero puede utilizarse en conjunción con otro tipo de apoyos como los de rodillo para proveer rotación y traslación. En ocasiones, este tipo de apoyo puede ser diseñado para resistir las fuerzas de levantamiento, no obstante, es raramente empleado en la actualidad

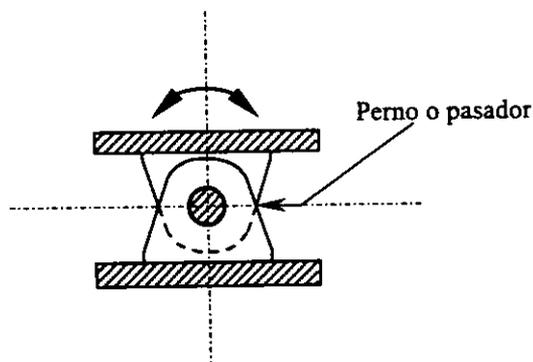


Figura 3.10 Apoyo de bisagra

Apoyos de deslizamiento

Esencialmente constan de dos superficies lisas, que pueden ser o no del mismo material, colocadas entre sí una encima de otra. Existen dos tipos de apoyos de deslizamiento, los de superficie plana y los de superficie curva, los primeros permiten traslación únicamente, mientras que los segundos dependiendo del tipo de superficie que puede ser cilíndrica o esférica permiten rotaciones en un solo eje o, en varios ejes, respectivamente. Los apoyos de superficie curva restringen el movimiento de traslación.

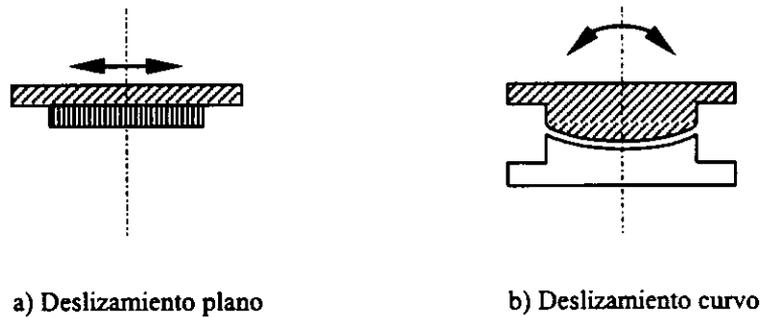


Figura 3.11 Apoyos de deslizamiento

Apoyos de olla

Constituidos por un pistón y un cilindro, ambos de metal y un disco de neopreno simple de sección relativamente delgada, en donde el pistón es soportado por el disco y lo confina dentro del cilindro. Al estar confinado completamente el elastómero, se convierte en un elemento soportante mientras que al mismo tiempo provee al apoyo con una capacidad para permitir rotaciones multidireccionales. Por sí mismos, estos apoyos no permiten traslación.

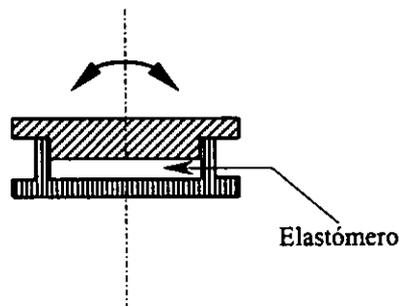


Figura 3.12 Apoyos tipo olla

Apoyos de disco

En estos se integra un disco elastomérico no confinado, el cual ajusta la rotación localizada entre dos placas de metal paralelas entre sí, y ubicadas en la parte superior e inferior del apoyo. Las fuerzas cortantes entre dichas placas son restringidas por un mecanismo de espiga localizado en el centro del apoyo. Por si mismo, este tipo de apoyo tampoco permite traslación.

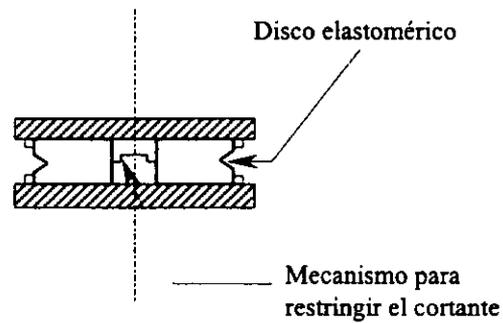


Figura 3.13 Apoyos de disco

CAPÍTULO IV

CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 Normatividad y práctica

Existe cierta controversia respecto a que si un reglamento debe limitarse a fijar requisitos generales de seguridad y de funcionamiento dejando amplia libertad al proyectista respecto a la manera de cumplir con dichos requisitos, o si por el contrario, debe prescribir en forma detallada los procedimientos que deben seguirse para lograr el nivel de seguridad deseado. Ante esta idea, podemos distinguir dos tipos de normas o reglamentos de uso común, los funcionales y los prescriptivos. Los reglamentos funcionales, o de requisitos de comportamiento (performance codes), parecen ser más racionales, permiten más libertad a los proyectistas y con ello fomentan la innovación. Su principal defecto reside en la dificultad de comprobar que un diseño cumple realmente con los requisitos de comportamiento establecidos. Los reglamentos prescriptivos son más rígidos y obligan a fijar una larga lista de requisitos para poder cubrir el mayor número de casos que puedan presentarse, con la ventaja de que el proyectista cuenta con un camino claro ya aprobado para demostrar que su diseño cumple con los requisitos establecidos.

Hasta ahora, la Normatividad y la práctica del diseño sísmico en nuestro país se han desarrollado esencialmente para edificios, y están basadas en el comportamiento de éstos en los sismos de 1957 y 1985. Tanto la práctica como la normativa en edificios han sufrido algunos cambios después de 1985. Los requisitos son ahora mucho más estrictos, sin embargo, en lo que se refiere a puentes esto no ha ocurrido. De hecho, no existe en México un reglamento que regule el diseño lo cual propicia que éste carezca de una práctica establecida común, en la mayoría de los casos se emplean métodos estáticos de análisis, consistentes en la consideración de una fuerza lateral aplicada en la punta de las pilas e igual a una cierta fracción del peso que soporta. Hay grandes diferencias en los valores de dicha fuerza adoptados por proyectistas. Para puentes importantes, sobre todo recientemente, es cada vez más común aplicar métodos más refinados en donde los

análisis dinámicos son más accesibles y fácil de resolver, gracias a los programas de computadora. Existen algunos aspectos difíciles de tomar en cuenta, como los movimientos locales en los apoyos y movimientos fuera de fase por ejemplo, sin embargo, el problema de análisis no presenta ya grandes complicaciones. Las dificultades principales estriban en la falta de claridad y de justificación de los criterios de diseño. Por ejemplo, no hay coeficientes sísmicos o espectros de diseño establecidos; no hay criterios convincentes para determinar la reducción por ductilidad, ni los factores de carga y de resistencia apropiados.

La falta de un reglamento conduce a que los proyectistas hagan mezclas entre distintos reglamentos, aunque el diseño de puentes en México esté basado en las especificaciones de la AASHTO (Sociedad Americana de Normas para Carreteras y Transportes Estatales), del cual la gran mayoría de estructuristas toman las fórmulas y los factores de carga, los espectros de diseño son tomados del manual de la CFE. Esto puede conducir a diseños inseguros o excesivamente conservadores, ya que los requisitos de cada norma están calibrados para proporcionar una seguridad adecuada, cuando se aplican en conjunto. Los valores específicos de una parte pueden ser, en sí, inseguros si se aplican fuera de contexto

Es necesario que nuestro país cuente con un reglamento nacional para puentes, el cual debe de incluir además del criterio de diseño a seguir, también, recomendaciones sobre estructuración, análisis y detallado del refuerzo, de los apoyos y las conexiones. Comparativamente, la práctica y la normatividad entre los distintos países difiere un poco, sin embargo, tienden a uniformizarse. Las normas más completas y más racionales son las de Nueva Zelanda, Japón, El Euro-Código, las AASHTO y las del estado de California (Caltrans). Sobre todo estas últimas han evolucionado mucho recientemente con base en las lecciones de los sismos recientes de California. Las Normas AASHTO tienen gran divulgación en el ámbito internacional, por ello son ampliamente usadas en diferentes países incluyendo el nuestro.

El diseño de apoyos elastoméricos en nuestro país, se realiza siguiendo las normas AASHTO y SETRA (Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas), con algunas modificaciones que consideren las características propias de nuestras carreteras. Las especificaciones para apoyos elastoméricos AASHTO, fueron incluidas en estas Normas a partir de 1961.

4.2 Método de diseño de acuerdo a las especificaciones AASHTO-LRFD

El método de diseño descrito en esta sección, permite esfuerzos de compresión más altos y apoyos más esbeltos en comparación a los permitidos por otros tipos de apoyos, con los cuales se puedan transmitir a la subestructura fuerzas laterales más pequeñas. Las especificaciones de esta sección definen el criterio del diseño de apoyos elastoméricos simples y laminados. Los apoyos laminados cuya resistencia y funcionamiento en la práctica es mayor y mejor respectivamente, reciben un tratamiento especial en el diseño.

4.2.1 General

En apoyos laminados, las placas de elastómero que van adheridas a las láminas de acero estructural, deberán estar libres de agujeros, y deberán tener un mismo espesor, excepto las placas extremas superior e inferior, cuyo espesor no deberá ser mayor del 70% del espesor de las placas internas. Podrán emplearse placas de acero en las caras extremas superior e inferior, adicionalmente al refuerzo interno, las cuales deberán estar adheridas a las placas de elastómero correspondiente. Las capas de elastómero tienen asociado un factor de forma, S , el cual se tomará como el cociente del área cargada entre el área perimetral libre a pandearse. Para apoyos libres de agujeros, el factor de forma de una capa de elastómero puede tomarse como:

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad \text{Para apoyos rectangulares}$$

$$S = \frac{D}{4h_{ri}} \quad \text{Para apoyos circulares}$$

Donde, L es la longitud del apoyo paralela al eje longitudinal de la trabe (mm), W el ancho del apoyo perpendicular al eje longitudinal (mm), h_{ri} el espesor de la capa de elastómero (mm), y D el diámetro del apoyo circular.

4.2.2 Propiedades y materiales

El módulo de cortante del elastómero base para el diseño deberá ser a 23°C. Para este caso, el módulo de cortante y la deformación por flujo plástico tomarán los valores mostrados en la tabla 4.1, dependiendo del grado de dureza que se utilice.

Grado de dureza (Shore A)	Módulo de cortante, G, a 23°C (PSI)	Deformación por flujo plástico a 25 años* (%)
50	0.66-0.90	25
60	0.90-1.38	35
70	1.38-2.07	45

* Porcentaje de la deflexión instantánea.

Tabla 4.1 Propiedades de los elastómeros en función de su grado de dureza

4.2.3 Esfuerzo de Compresión

En el estado límite de servicio, el esfuerzo promedio de compresión para cualquier capa en apoyos laminados sujetos a deformación por cortante, debe cumplir:

$$\sigma_{CT} \leq 1.66GS \leq 11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{CV} \leq 0.66GS$$

Cuando los apoyos laminados estén provistos contra deformación por cortante, entonces:

$$\sigma_{CT} \leq 2GS \leq 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CV} \leq GS$$

En apoyos sencillos, sin placas de acero, el valor del esfuerzo promedio de compresión deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} \leq 0.55GS \leq 5.5 \text{ MPa}$$

Donde, σ_{CT} es el esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total (Mpa), σ_{CV} el esfuerzo promedio de compresión debido únicamente a carga viva (Mpa), G el módulo de cortante (Mpa), y S el factor de forma, los cuales se tomarán como se indico en 4.2.2, y 4.2.1 respectivamente.

4.2.4 Deformación por Compresión

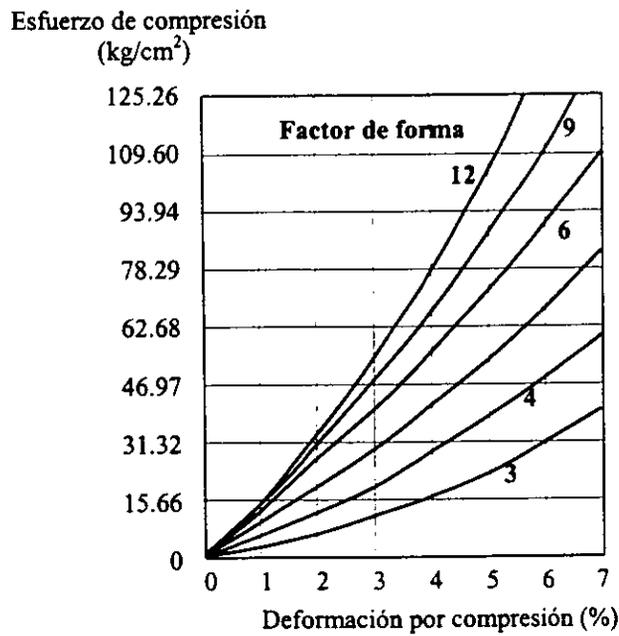
Las deformaciones del apoyo debidas a la carga total y carga viva únicamente deberán considerarse por separado. La deformación instantánea por compresión en dispositivos laminados o sencillos deberá tomarse como:

$$\delta = \sum (\varepsilon_i h_{ri})$$

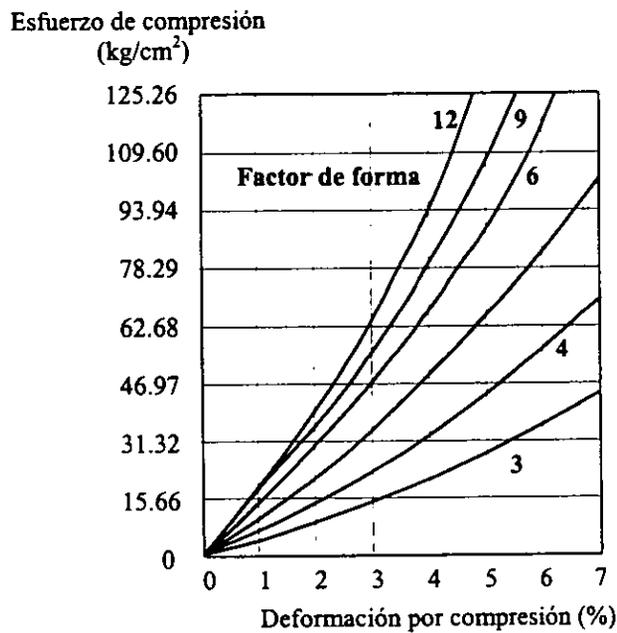
Donde, ε_i es la deformación instantánea en la capa de elastómero (adimensional), y h_{ri} el espesor de la capa de elastómero (mm). El valor de ε_i se tomará a partir de los resultados de pruebas realizadas con métodos conocidos y probados, que consideren la deformación debida a los efectos de temperatura.

El valor de ε_i puede obtenerse a partir de las figuras 1a, y 1b, las cuales relacionan dicha deformación con el esfuerzo de compresión, para diferentes valores del factor de forma.

El efecto de flujo plástico del elastómero deberá agregarse a la deformación instantánea. En la tabla 4.1, se dan algunos valores que pueden emplearse, dependiendo del grado de dureza del elastómero que se esté usando



a) Esfuerzo de compresión para el grado de dureza 50.



b) Esfuerzo de compresión para el grado de dureza 60.

Figura 4.1 Curvas de esfuerzo-deformación para apoyos elastoméricos laminados

4.2.5 Deformación por Cortante

La deformación máxima del apoyo por cortante, Δ_s , en el estado límite de servicio, deberá tomarse como el desplazamiento extremo de la estructura en el apoyo, modificado para tomar en cuenta la rigidez de la estructura y los procedimientos de construcción. El espesor del apoyo, h_{ri} , debe satisfacer:

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

4.2.6 Compresión y Rotación Combinadas

Las disposiciones de esta sección se aplicarán en el estado límite de servicio. Se deberá considerar el efecto de rotación máximo que se produce, al no existir un acoplamiento paralelo inicial entre el plano superior del apoyo y el plano inferior de la trabe, así como rotaciones subsecuentes en su extremo debidas a las cargas y movimientos impuestos.

Los apoyos deberán ser diseñados de tal forma que eviten cualquier fuerza de levantamiento que pueda generarse, bajo cualquier combinación de carga y rotaciones correspondientes, para ello el esfuerzo promedio de compresión, σ_{CT} , en apoyos rectangulares laminados deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{h_{ri}} \right)^2$$

Además, si el apoyo esta sujeto a deformación por cortante deberá cumplir también:

$$\sigma_{CT} > 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

Cuando los apoyos estén provistos contra deformación por cortante, el esfuerzo deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} > 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

Donde, G es el módulo de cortante del elastómero (Mpa), S el factor de forma, n el número de capas interiores de elastómero, h_{ri} el espesor de las capas (mm), L la longitud del apoyo si la rotación es respecto al eje transversal, o el ancho del apoyo si la rotación es respecto al eje longitudinal (cm), y θ_s la rotación máxima respecto a algún eje del apoyo (rad). Estas últimas dos ecuaciones evitan los esfuerzos de compresión excesivos sobre los bordes del apoyo.

En apoyos circulares, para garantizar que no se presenten fuerzas de levantamiento el esfuerzo de compresión deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} > 0.75GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2$$

sí el apoyo está sujeto a deformación por cortante:

$$\sigma_{CT} > 2.5GS \left[1 - 0.15 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

sí el apoyo está provisto contra deformación por cortante:

$$\sigma_{CT} > 3.0GS \left[1 - 0.125 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

Donde, D es el diámetro del apoyo. La interacción entre la capacidad de carga a la compresión y la rotación en un apoyo, mostrada en la figura 4.2, es análoga al diagrama de interacción para una columna de concreto reforzado.

Cuando el valor del factor de forma tiende a crecer considerablemente, la resistencia a la compresión también se incrementa, pero la capacidad de rotación del apoyo se ve disminuida. Por ello, es recomendable trabajar con valores que garanticen un diseño balanceado, la tabla 4.2 muestra algunos valores al respecto.

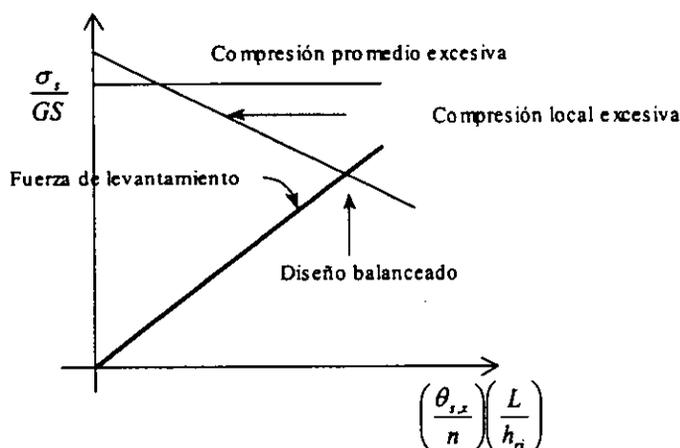


Figura 4.2 Interacción entre el esfuerzo de compresión y el ángulo de rotación

Tipo de apoyo	$\frac{\sigma_s}{GS}$	$\left(\frac{\theta_{s,x}}{n}\right)\left(\frac{L}{h_n}\right)$
Rectangular fijo	1.636	1.636
Rectangular móvil	1.364	1.364
Circular fijo	2.000	2.667
Circular móvil	1.667	2.222

Tabla 4.2 Diseño balanceado de apoyos elastoméricos laminados

En apoyos simples, el esfuerzo de compresión promedio debe cumplir con los siguientes límites, para apoyos rectangulares:

$$\sigma_{cr} > 0.5GS \left(\frac{L}{h_n}\right)^2 \theta_{s,x}$$

Además;

$$\sigma_{cr} > 0.5GS \left(\frac{W}{h_n}\right)^2 \theta_{s,x}$$

Para apoyos circulares:

$$\sigma_{cr} > 0.375GS \left(\frac{D}{h_r} \right)^2 \theta_s$$

Donde, L es la longitud del apoyo paralela al eje longitudinal del puente (mm), W el ancho en la dirección transversal (mm), h_r el espesor total del apoyo (mm), $\theta_{s,x}$ es la rotación debida a la carga total respecto al eje transversal (rad), $\theta_{s,z}$ la rotación debida a la carga total respecto al eje longitudinal (rad).

4.2.7 Estabilidad

Deberá revisarse la estabilidad de los apoyos, en el estado límite de servicio, de acuerdo a la combinación de carga especificada. En apoyos rectangulares laminados, el esfuerzo de compresión promedio, debido a carga muerta y carga viva deberá cumplir:

- Si la cubierta del puente no está impedida a trasladarse horizontalmente:

$$\sigma_{cr} \leq \frac{G}{2A - B}$$

$$A = \frac{1.92 \left(\frac{h_r}{L} \right)}{S \sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$$

$$B = \frac{2.67}{S(S+2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)}$$

- Si la cubierta del puente está impedida a trasladarse horizontal:

$$\sigma_{cr} = \frac{G}{A - B}$$

Donde, W es el ancho del apoyo en dirección transversal al eje del puente (mm), y L la longitud del apoyo paralela el eje del puente (mm), Cuando L sea mayor que W , la estabilidad deberá revisarse intercambiando L y W en las dos ecuaciones anteriores.

Para apoyos circulares, la estabilidad podrá revisarse empleando las mismas ecuaciones, pero considerando $W=L=0.8D$. En apoyos simples, la estabilidad quedará garantizada siempre y cuando el espesor total de la placa de elastómero no exceda el valor menor de:

$$\left\{ \frac{L}{3}, \frac{W}{3}, \frac{D}{4} \right\}$$

Donde, L , W , y D se tomarán como se definieron anteriormente.

4.2.8 Refuerzo

El espesor de las placas de acero de refuerzo interno deberá cumplir dos condiciones dentro de los estados límite como se indica a continuación:

- En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_{CT}}{f_y}$$

- En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x}\sigma_{CV}}{\Delta F_{TH}}$$

Donde, h_s es el espesor de la placa de acero de refuerzo (cm), $h_{m\acute{a}x}$ el espesor de las capas de elastómero (cm), σ_{CT} el esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total (MPa), σ_{CV} el esfuerzo de compresión promedio debido a la carga viva (MPa), f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa), ΔF_{TH} una constante de amplitud de fatiga (Mpa). El espesor de las placas de acero deberá ser el mismo para todas, y no se permitirá la presencia de agujeros ni barrenos en estas.

4.3 Método de diseño de acuerdo a las especificaciones AASHTO-1996

Las especificaciones AASHTO-1996 establecen un método para el diseño de apoyos elastoméricos, basado en cargas de servicio y sin considerar el efecto de impacto. El método se aplica para el diseño de apoyos sencillos y apoyos laminados, en estos últimos no se permite el uso de capas cónicas, es decir, todas las capas de neopreno que conforman el dispositivo deben tener un mismo espesor. El procedimiento consiste en lo siguiente:

4.3.1 Propiedades del material

El módulo de cortante, G , a emplear en el diseño deberá ser a $73^{\circ}F$, excepto que se especifique y justifique otro valor. El valor de G , depende del grado de dureza del material. En la tabla 4.4 se muestran algunas propiedades de los elastómeros, incluyendo valores de G , para los diferentes grados de dureza de los elastómeros empleados en la fabricación de apoyos.

Grado de dureza (Shore A)	Módulo de cortante, G , a $73^{\circ}F$ (PSI)	Deformación por flujo plástico a 25 años* (%)	Deflexión instantánea, K .
50	95-130	25	0.75
60	130-200	35	0.60
70	200-300	45	0.55

* Porcentaje de la deflexión instantánea.

Tabla 4.4 Propiedades de los elastómeros en función de su grado de dureza

Para la para la fabricación de apoyos, no deben emplearse materiales con grado de dureza mayor de 60, que implica un valor de G de 200psi para apoyos laminados, ni mayor de 70, con un valor de G igual a 300psi. Para valores intermedios con respecto al grado de dureza, puede interpolarse linealmente en la tabla.

4.3.2 Esfuerzo de compresión

El valor del esfuerzo de compresión promedio, f_c , para cualquier capa del apoyo elastomérico, originado por la carga total, (carga muerta más carga viva), y considerando restringida la deformación por cortante, debe cumplir con lo siguiente:

$$f_c \leq \frac{GS}{\beta}$$

$$f_c \leq 1000 \quad \text{psi} \quad \text{Para apoyos laminados}$$

$$f_c \leq 800 \quad \text{psi} \quad \text{Para apoyos sencillos}$$

Donde, G es el módulo de cortante, S el factor de forma, y β un factor de modificación igual a 1.0 cuando se trata de placas internas de apoyos laminados, a 1.4 para capas de cubierta, y 1.8 para capas de apoyos simples. Este factor no debe tomarse en ningún caso menor a 1.0.

4.3.3 Deformación por compresión

La deformación por compresión debe limitarse de tal forma que garantice el buen funcionamiento del puente y del sistema de juntas. Las deformaciones debidas a la carga total y carga viva únicamente, deben considerarse por separado. La deformación instantánea, Δ_c , se calcula como:

$$\Delta_c = \sum_i \varepsilon_{ci} h_{ci}$$

Donde, ε_{ci} es la deformación por compresión en la capa de elastómero, y h_{ci} el espesor de la capa. El valor de ε_{ci} , dependiendo del grado de dureza, puede obtenerse a partir de la figura 4.1. Estos valores son para capas internas de apoyos elastomérico, sin embargo pueden emplearse en capas externas o en apoyos sencillos, cambiando únicamente el valor de S por S/b .

El efecto de flujo plástico del elastómero puede agregarse a los de la deformación instantánea cuando se consideren deformaciones a largo plazo. Al respecto pueden considerarse los valores mostrados anteriormente en la tabla 4.4.

4.3.4 Cortante

La deformación máxima del apoyo debida a cortante, Δ_s , deberá tomarse como el movimiento horizontal del puente, modificado para tomar en cuenta la flexibilidad de la pila y los procedimientos de construcción. Se entenderá por movimiento horizontal, a la deformación máxima posible debida a flujo plástico, contracción, y postensado, combinados con efectos térmicos. El espesor total de diseño, del apoyo elastomérico, h_i , debe cumplir con la relación:

$$h_i = 2\Delta_s$$

4.3.5 Rotación

Las deformaciones debidas a la rotación, con respecto a cada eje, se tomarán como la rotación máxima posible entre las caras extremas del apoyo, debida a la falta de paralelismo inicial y rotación en los extremos de las trabes. Estas deformaciones deben cumplir con las relaciones:

$$\theta_{TL,x} \leq \frac{2\Delta_c}{L}$$

y

$$\theta_{TL,z} \leq \frac{2\Delta_c}{W} \quad \text{para apoyos rectangulares}$$

ó

$$\sqrt{(\theta_{TL,x}^2 + \theta_{TL,z}^2)} \leq \frac{2\Delta_c}{D} \quad \text{para apoyos circulares}$$

Donde, $\theta_{TL,x}$ es la rotación relativa entre las caras extremas, superior e inferior del apoyo, debida a la carga total, con respecto al eje transversal (en rad.), $\theta_{TL,z}$ la rotación relativa entre las caras extremas debida a la carga total con respecto al eje longitudinal (en rad.), W la dimensión del apoyo rectangular paralela al eje transversal, y D el diámetro del apoyo circular.

4.3.6 Estabilidad

Para garantizar la estabilidad del apoyo elastomérico, el espesor total no deberá exceder el valor menor de:

$$L/5, W/5, \text{ ó } D/6 \quad \text{Para apoyos simples}$$

$$L/3, W/3, \text{ ó } D/4 \quad \text{Para apoyos laminados}$$

Donde, L es la dimensión del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal, W la dimensión paralela al eje transversal, y D el diámetro del apoyo circular.

4.3.7 Refuerzo

El refuerzo deberá ser acero estructural o fibra de vidrio, cuya resistencia en lb/in^2 a niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección no deberá ser menor de:

$$1700h_{ci} \quad \text{para acero}$$

$$1400h_{ci} \quad \text{para fibra de vidrio}$$

Donde, h_{ci} es el espesor de las placas de neopreno adheridas al acero, el cual, en el caso de que sean placas de diferente espesor, tomará un valor promedio de estas. El acero utilizado como refuerzo del apoyo, no deberá contener agujeros. La resistencia por centímetro lineal del refuerzo esta dada por el producto del esfuerzo permisible, en kg/cm^2 , por el espesor de la placa de acero, en cm.

4.4 Método de diseño de acuerdo al SETRA

Las normas francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas (SETRA) establecen un método para el cálculo de apoyos de neopreno laminados, los cuales pueden estar eventualmente provistos de una placa de deslizamiento para utilizarse como apoyos móviles. Los dispositivos empleados como apoyos podrán ser simples, deslizantes o móviles, y fijos o a tope.

Solicitaciones de cálculo

Las solicitudes de cálculo se determinan de la misma manera para los diferentes tipos de dispositivos. En cambio los métodos de calculo varían dependiendo del tipo de dispositivo que se trate. Los apoyos a tope requieren de consideraciones especiales para su diseño, mientras que los deslizantes son considerados como una aplicación particular entre estos y los apoyos simples. Las solicitudes de diseño son:

- QL_1 : valores característicos del conjunto de acciones de larga duración que actúan en el mismo sentido que las acciones de corta duración
- QL_2 : valores característicos del conjunto de acciones de larga duración que actúan en sentido inverso a las acciones de corta duración
- Q_c : valores característicos de las acciones de corta duración o accidentales
- S Solicitación debida a la acción de cálculo
- N Fuerza normal vertical, aplicada al dispositivo de apoyo
- H Fuerza horizontal aplicada al dispositivo de apoyo
- M Momento producido por una rotación

En la tabla 4.5, se muestran las principales combinaciones de carga que deben considerarse para verificar los dispositivos de apoyo.

Combinación	Acciones de larga duración		Acciones de corta duración			
	Carga permanente	Temperatura		Cargas de operación	Viento	Sismo
		Larga duración	Corta duración			
I	x	x		x		
II	x		x			
III	x	x			x	
IV	x	x				x

Tabla 4.5 Combinaciones de carga

Los valores característicos, máximos y mínimos, de las acciones debidas a las variaciones de temperatura corresponden normalmente a dilataciones lineales relativas de:

$$3 \times 10^{-4} \text{ y } 4 \times 10^{-4} \quad \text{para acciones de corta duración}$$

$$3 \times 10^{-4} \text{ y } 2.5 \times 10^{-4} \quad \text{para acciones de larga duración}$$

4.4.1 Dispositivos laminados simples

El dimensionamiento de los dispositivos se basa esencialmente en la limitación del aplastamiento por compresión y en la limitación de los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el elastómero; esfuerzos que se deben a las fuerzas aplicadas y a las deformaciones impuesta al dispositivo.

En general, el valor de los esfuerzos está en función del módulo de cortante, G , del elastómero. Estos valores se muestran en la tabla 4.6, estos dependen del grado de dureza empleado en la fabricación del apoyo.

Dureza Shore A ¹	Puentes Carreteros	Puentes Ferroviarios
50	5	-
60	8	11
70	11	12 a 15

Tabla 4.6 Módulo de cortante para diferentes grados de dureza, en kg/cm².

4.4.1.1 Esfuerzo cortante por compresión

El valor del esfuerzo cortante debido a la compresión del dispositivo de apoyo, τ_N , deberá estimarse tomando en cuenta el esfuerzo de compresión promedio, como sigue:

$$\tau_N = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}$$

Donde

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{N}{ab} \right) \leq 100 \text{ kg/cm}^2$$

Donde, σ_m el esfuerzo promedio de compresión (kg/cm^2), β el factor de forma, a y b las dimensiones en planta del apoyo del lado paralelo al eje longitudinal y del lado perpendicular al mismo eje de la estructura respectivamente (cm), t el espesor nominal de una placa simple de elastómero (cm), y N la fuerza normal vertical aplicada al dispositivo del apoyo (kg).

Se entenderá como factor de forma, al cociente entre el área cargada del dispositivo dividido entre el área perimetral del apoyo.

4.4.1.2 Deformación por compresión

La deformación total por compresión, e_T , del dispositivo de apoyo podrá estimarse como:

$$e_T = \Delta e_T + l \text{ mm}$$

Para lo cual;

$$\Delta e_T = K_1 n \left(\frac{t^3}{a^2} \right) \frac{(\sigma_m - 3)}{G}$$

Donde, n es el numero de placas simples de elastómero, t el espesor nominal de una placa simple (cm), G el módulo de cortante (kg/cm^2), K_1 un parámetro el cual podrá tomarse de acuerdo a la relación b/a , de la tabla 4.7.

b/a	0.50	0.75	1	1.20	1.25	1.30	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2.5	10	α
K_1	5.83	3.28	2.37	2.01	1.94	1.88	1.78	1.70	1.64	1.58	1.53	1.49	1.46	1.34	1.07	1
K_2	136.7	100	86.2	80.4	79.3	78.4	76.7	75.3	74.1	73.1	72.2	71.5	70.8	68.3	61.9	60

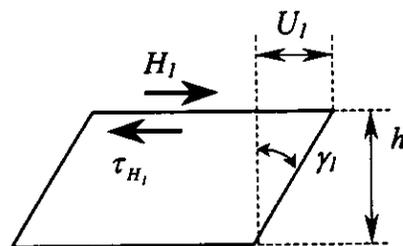
Tabla 4.7 Valores de K para estimar Δe_T

4.4.1.3 Esfuerzo cortante por distorsión

Para estimar el esfuerzo cortante debido a la distorsión, deberán considerarse dos casos:

1. En donde la deformación U_1 del dispositivo es lenta y conocida; y es producida por dilatación, contracción, fluencia y presfuerzo.
2. El dispositivo se somete a un esfuerzo dinámico H_2 , debido a: frenaje, viento, fuerza centrifuga, sismo, etc.

- Cuando la deformación sea causada por cargas lentas deberá considerarse:



En donde:

$$\tan \gamma_1 = \frac{U_1}{h}$$

El valor del esfuerzo cortante debido a la fuerza horizontal, H_1 , se tomará como sigue:

$$\tau_{H_1} = G \tan \gamma_1 = G \frac{U_1}{h}$$

La fuerza horizontal, H_1 , se calculará como:

$$H_1 = ab\tau_{H_1} = Gab \frac{U_1}{h}$$

El esfuerzo cortante debido a H_1 , deberá cumplir:

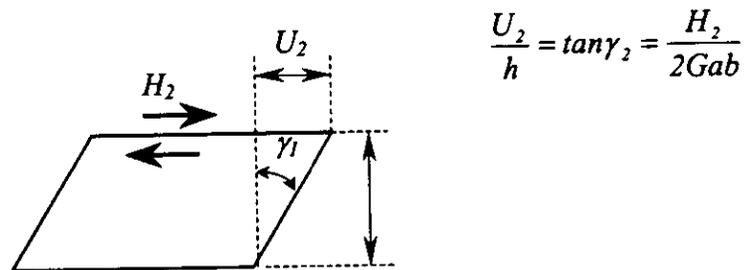
$$\tau_{H_1} \leq 0.5G$$

Donde, U_1 es la deformación horizontal del dispositivo, γ_1 el ángulo de deformación por cortante (o ángulo de distorsión), h el espesor nominal total del dispositivo (cm), y los demás términos se tomarán como se definieron anteriormente. El dispositivo deberá tener un espesor total mínimo, h , igual al doble de la deformación horizontal, U_1 .

- Si el dispositivo está sujeto a la acción de una fuerza dinámica, H_2 , el valor del módulo de cortante será el doble del correspondiente al de una carga lenta. El valor del esfuerzo cortante deberá tomarse como:

$$\tau_{H_2} = 2G \tan \gamma_2$$

El ángulo de distorsión debido a la fuerza H_2 , podrá estimarse como:



El valor del esfuerzo cortante máximo debido a la distorsión, τ_H , se calculará como la suma de los esfuerzos cortantes debidos a las fuerzas H_1 y H_2 , y no deberá ser mayor de $0.7G$.

$$\tau_H = G \tan \gamma = \left(\tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2} \right) = \left(\frac{GU_1}{h} + \frac{H_2}{2ab} \right) \leq 0.7G$$

Los términos que involucra esta ecuación deberán tomarse como se definieron anteriormente. Cuando los desplazamientos se efectúan en dos direcciones, los esfuerzos por cortante se suman verticalmente. El valor del esfuerzo cortante total debido a la distorsión del apoyo, no deberá exceder de $0.7G$.

4.4.1.3 Esfuerzo cortante por rotación

El esfuerzo cortante máximo debido a la rotación o giro, τ_a , que aparece generalmente sobre los bordes paralelos al eje de rotación, podrá calcularse como:

$$\tau_a = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_i$$

Donde, α_i es el ángulo de giro de una placa elemental (rad), el cual podrá tomarse como:

$$\alpha_i = \frac{\alpha + \alpha_o}{n}$$

Para la cual, α el ángulo de giro debido al funcionamiento de la estructura, α_o el ángulo debido a la falta de paralelismo de las caras de apoyo de la estructura y la corona, y n el numero de placas simples de elastómero. Los valores α_o podrán tomarse de la tabla 4.8.

Valores de α_o	
Para estructuras de concreto coladas en el lugar	3×10^{-3}
Para estructuras de concreto prefabricadas	10×10^{-3}
Para estructuras metálicas	3×10^{-3}

Tabla 4.8 Valores del ángulo de giro, α_o , para estimar α_i

El momento que produce la rotación, podrá calcularse como:

$$M = \frac{G\alpha_t}{K_2} \left(\frac{a^3 b}{t^3} \right)$$

Donde, K_2 es un parámetro que puede tomarse de la tabla 4.7. Los demás términos se tomarán de la misma manera como se definieron anteriormente.

Cuando las rotaciones se efectúen en dos direcciones paralelas a la orilla del apoyo, los cortantes respectivos se sumaran vectorialmente. El valor de la rotación en cada dirección se tomará como:

$$\tau_{a,a} = \left(\frac{Ga^2}{2t^2} \right) \alpha_{t,a}$$

$$\tau_{a,b} = \left(\frac{Gb^2}{2t^2} \right) \alpha_{t,b}$$

4.4.1.4 Limitación del esfuerzo cortante total

El esfuerzo cortante total, τ , deberá calcularse como la suma de los esfuerzos cortantes debidos a compresión, distorsión, y rotación, que se presentan en el dispositivo, y deberá cumplir:

$$\tau = (\tau_N + \tau_H + \tau_a) \leq 5G$$

En el caso de cargas de ferrocarril, para el cálculo de τ_N y τ_a , las cargas sobre el apoyo deberán incrementarse en un 50%, para tener en cuenta el efecto de fatiga que produce una variación rápida de las cargas verticales.

4.4.1.5 Deslizamiento

Para evitar el deslizamiento del dispositivo, el valor del esfuerzo promedio de compresión, σ_m , no deberá ser menor de 20kg/cm^2 , además, la relación entre H y N actuando simultáneamente en el dispositivo, deberá cumplir:

$$H < F_r N$$

F_r es un coeficiente de fricción, cuyo valor dependerá del material de las caras del dispositivo de apoyo en contacto con la estructura. Si las caras del dispositivo son placas metálicas, F_r podrá tomarse como:

$$F_r = 0.12 + \frac{0.20}{\sigma_m}$$

Si las caras del dispositivo son láminas de elastómero, el valor de F_r podrá calcularse como:

$$F_r = 0.10 + \frac{0.60}{\sigma_m}$$

Cuando el esfuerzo de compresión, σ_m , sea mayor o igual a 10kg/cm^2 y menor de 20kg/cm^2 , ó $H > F_r N$ será conveniente el desplazamiento del dispositivo, para lo cual, deberá equipársele con los aditamentos apropiados. Si el esfuerzo de compresión es menor de 10kg/cm^2 , será necesario prever dispositivos especiales de apoyo capaces de transmitir, en dado caso, reacciones negativas.

4.4.1.6 Pandeo

Para garantizar que no se presente pandeo en las caras laterales del dispositivo, el espesor nominal total no deberá ser menor de una décima parte de la dimensión en planta del lado paralelo al eje longitudinal de la estructura, denotada como a , ni mayor de una quinta parte de la misma dimensión.

4.4.1.7 Fuerza de Levantamiento

En todos los casos de solicitaciones, deberá cumplirse la condición:

$$\alpha_i < \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \left(\frac{\sigma_m}{G} \right)$$

4.4.1.8 Refuerzo

El espesor de las placas de acero, t_s , utilizadas como refuerzo interno en el apoyo deberá cumplir:

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e} \right)$$

Y en ningún caso deberá ser menor de 2mm. En la ecuación; σ_e , es el valor del esfuerzo en el límite elástico del acero de las placas, cuyo valor podrá tomarse de la tabla 4.9.

σ_e (kg/cm ²)	Condición a cumplir
2200	$e < 3$
2400	$3 \leq e \leq 30\text{mm}$
2800	$e < 3$
2500	$3 \leq e \leq 30\text{mm}$

Tabla 4.9 Valores del esfuerzo del acero en el límite elástico.

4.5 Criterio de diseño de acuerdo al Euro-Código

4.5.1 General

Los apoyos elastoméricos utilizados como implementos de aislamiento sísmico en puentes, deberán ser diseñados para la acción sísmica, de acuerdo a las cláusulas descritas más adelante. Cuando no se consideren acciones sísmicas, los apoyos podrán revisarse de acuerdo con las especificaciones contenidas en los códigos y normas pertinentes (EC2: Part 2, EC3: Part 2, y EN1337).

Los apoyos deberán ser laminados, para lo cual deberán incluirse placas de acero, que deberán ir adheridas a las láminas de elastómero. La fabricación de apoyos deberá realizarse empleando un material con un grado de dureza de 60 ± 5 . Para el diseño, deberá especificarse el valor del amortiguamiento efectivo, ξ y el módulo de cortante, G , a emplear. Cuando no se especifiquen estos valores, podrán tomarse los mostrados en la tabla 4.10.

$\xi = 5.0\%$	
$G = 1.2 \text{ N/mm}^2$	Para $\varepsilon_s \leq 1.2$ (ver cláusula 4.5.2.3)
$G = 1.6 \text{ N/mm}^2$	Para $\varepsilon_s \leq 2.0$
$\varepsilon_{bu} = 4.0$	(ver cláusula 4.5.3.1)

Tabla 4.10 Valores para el diseño de apoyos laminados

Nota

Debe aclararse que el aislamiento de puentes por medio de apoyos elastoméricos, tienen prácticamente una respuesta elástica ante sismo. Por tal razón, la reducción de las fuerzas de diseño puede lograrse únicamente a través del cambio del periodo fundamental causado por la alta flexibilidad de los apoyos.

Las siguientes consecuencias son importantes y deberán tomarse en cuenta:

- 1. La reducción de fuerzas sísmicas esta acompañada por un incremento significativo de los desplazamientos sísmicos*
- 2. El aislamiento es menos efectivo cuando el período predominante del movimiento de diseño sísmico es alto*

4.5.2 Deformación total de diseño por cortante

La deformación total de diseño por cortante, ε_{id} , estará determinada como la suma de los siguientes componentes:

$$\varepsilon_{id} = \varepsilon_c + \varepsilon_s + \varepsilon_a$$

Donde, ε_c es la deformación por cortante debida a la compresión, ε_s la deformación por cortante debida al desplazamiento sísmico de diseño, y ε_a la deformación por cortante debida a la rotación angular.

4.5.2.1 Deformación por cortante debida a la compresión

La deformación por cortante debida a la compresión, ε_c , será determinada con la ecuación:

$$\varepsilon_c = \left(\frac{1.5}{S} \right) \left(\frac{\sigma_e}{G} \right)$$

Donde, G es el módulo de cortante del elastómero, y σ_e el esfuerzo normal efectivo máximo, y S el factor de forma de la capa de elastómero. El valor de σ_e deberá tomarse como:

$$\sigma_e = \frac{N_{sd}}{A_r}$$

Donde, N_{sd} es la fuerza axial máxima sobre el apoyo resultante de la combinación de carga sísmica de diseño, y A_r el área efectiva mínima del apoyo.

- Para apoyos rectangulares con placas de acero, con dimensiones, b_x y b_y , sin agujeros calculada como:

$$A_r = (b_x - d_{\alpha})(b_y - d_{\beta})$$

- Para apoyos circulares con laminas de acero

$$A_r = (\delta - \text{sen } \delta) \frac{D^2}{4}$$

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Para lo cual:

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{d_t}{D} \right)$$

$$d_t = \sqrt{(d_{\alpha}^2 + d_{\beta}^2)}$$

En estas ecuaciones d_{α} y d_{β} son los desplazamientos relativos, en las direcciones x y y respectivamente, de las dos caras del apoyo, incluyendo los desplazamientos sísmicos de diseño (con efectos de torsión) así como los desplazamientos debidos a las deformaciones impuestas del tablero.

El factor de forma, S , se define como la relación que existe entre el área efectiva cargada del apoyo dividida por el área lateral libre de pandeo.

$$S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y) t_i} \quad \text{Para apoyos rectangulares}$$

$$S = \frac{D}{4 t_i} \quad \text{Para apoyos circulares}$$

Donde, t_i es el espesor de las capas de elastómero.

4.5.2.2 Deformación por cortante debida al desplazamiento sísmico

La deformación por cortante debida al desplazamiento sísmico, incluyendo los efectos de torsión, podrá determinarse con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{d_t}{t_t} = \frac{\sqrt{(d_x^2 + d_y^2)}}{t_t} \leq 2$$

Donde:

$$t_t = \sum t_i \quad : \text{Espesor total del apoyo}$$

4.5.2.2 Deformación por cortante debida a la rotación angular

- Para apoyos rectangulares, la deformación debida a la rotación angular se determinará como:

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(b_x^2 \alpha_x + b_y^2 \alpha_y)}{2t_t}$$

- Para apoyos circulares, la deformación deberá tomarse como:

$$\varepsilon_\alpha = \frac{D^2 \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}}{2t_t}$$

Donde, α_x es la rotación angular con respecto a la dimensión b_x del apoyo, α_y la rotación con respecto a la dimensión b_y .

4.5.3 Deformación Máxima por cortante

La deformación total máxima por cortante deberá cumplir con la condición:

$$\varepsilon_{td} \leq 0.75 \varepsilon_{bu}$$

Para apoyos que se han sometidos a las pruebas del anexo J	$\varepsilon_{bu} = 5$
Para apoyos laminados de acuerdo a lo especificado en 4.5.1	$\varepsilon_{bu} = 4$

Tabla 4.11 valores de ε_{bu} para calcular la deformación máxima por cortante

4.5.4 Estabilidad

Para garantizar la estabilidad del dispositivo, deberán cumplirse las siguientes condiciones:

$$\frac{b_{min}}{t_t} \geq 4$$

$$\frac{\sigma_e}{G} \leq \left(\frac{2b_{min}}{3t_t} \right) S_{min}$$

Donde, b_{min} es la dimensión menor del apoyo, S_{min} el factor de forma mínimo de las capas de elastómero, y t_t el espesor total del apoyo. El valor de σ_e se tomará como se indico en 4.5.2.1.

4.5.5 Aseguramiento de apoyos

Para garantizar que no ocurra deslizamiento del apoyo, deberá considerarse la fricción. Para ello deberán cumplirse las condiciones:

$$\frac{V_{sd}}{N_{sd}} \leq 0.1 + \left(\frac{K_f}{\sigma_e} \right)$$

$$\sigma_e \geq 31 \text{ kg/cm}^2$$

Donde, V_{sd} y N_{sd} son la fuerza cortante y la fuerza axial transmitidas simultáneamente al apoyo respectivamente de acuerdo con la combinación sísmica de diseño, K_f un coeficiente de fricción, cuyo valor podrá considerarse igual a 0.6 para superficies de concreto, o igual 0.2 para otras superficies, los demás términos se tomarán como se definieron anteriormente.

4.6 Comparativa de los diseños anteriores

Los criterios de diseño mencionados anteriormente están basados de acuerdo al concepto de estado límite de servicio. Cada uno de ellos indica los requisitos que deben cumplirse para garantizar el buen funcionamiento de los dispositivos. Sin embargo, es importante señalar las similitudes y diferencias que existen entre ellos con el propósito de mostrar las ventajas y limitaciones que tienen entre sí. Para éste propósito, se realizaron algunos ejemplos de diseño de apoyos (los cuales se muestran al final de éste capítulo) en éstos, fueron aplicadas cabalmente las especificaciones que cada reglamento establece.

Para el diseño se tomaron en cuenta los mismos datos y consideraciones. Una primera aproximación en el dimensionamiento se estableció de acuerdo al valor límite del esfuerzo de compresión promedio. Cada reglamento establece no exceder de un cierto valor, el cual repercute directamente en las dimensiones del apoyo, y por consiguiente en el área que se requiere para soportar las cargas de diseño. El valor más conservador fue el propuesto por el AASHTO-96, para el cual, el valor máximo es de 78 kg/cm^2 , mucho menor a los 112 kg/cm^2 que propone el AASHTO-LRFD. Por su parte el SETRA sugiere un valor intermedio de 100 kg/cm^2 . Las dimensiones en planta del dispositivo utilizando estos últimos dos reglamentos permitió suponer un apoyo similar de $300 \times 350 \text{ mm}$, mientras que con el primero fue necesario uno de 350×400 . Para determinar el espesor total del apoyo, las especificaciones consideran un parámetro en común, la deformación máxima del apoyo por cortante. Los tres reglamentos anteriores coinciden en señalar que dicho espesor no debe ser menor de dos veces el valor de dicha deformación, sin embargo, un cuarto reglamento, el EURO-CÓDIGO establece que el espesor puede estimarse al calcular la deformación total de diseño y directamente, dentro de esta, la deformación por cortante debida a la rotación angular. Las expresiones que involucra éste formato son más extensas y complejas en comparación con los tres primeros reglamentos.

Una vez que se tiene el prediseño, es imprescindible revisar que el dispositivo cumpla con los requisitos y condiciones que establecen los diferentes reglamento. Algunos de los parámetros empleados más importantes son: el factor de forma y el módulo de rigidez al cortante G . Conceptualmente, el factor de forma no representa variación alguna, es perfectamente entendible

su significado como el cociente del área cargada entre el área lateral libre a pandearse. Por otra parte no ocurre lo mismo respecto al valor de G , el cual adopta diferentes valores, aún tratándose del mismo grado de dureza. La importancia de G , radica en que está directamente relacionado con el esfuerzo cortante y la deformación que éste produce. Por consiguiente, la fuerza horizontal que puede resistir el apoyo se ve afectada. Si el valor de G tiende a aumentar también la fuerza horizontal tiende a hacerlo y viceversa. En la tabla 4.12 se muestran los resultados del dimensionamiento y las diferencias en los valores respecto a un mismo parámetro, además de algunas observaciones importantes al respecto.

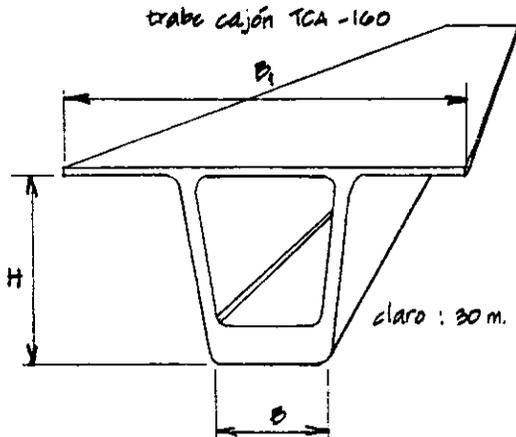
Tanto el AASHTO-LRFD como el SETRA, incluyen un método de diseño más amplio y claro en la secuencia del proceso de diseño, ambos toman en cuenta la fuerza de impacto, lo cual no sucede con el método sugerido por la norma de 1996, que en términos generales, resulta ser el más conservador. Por lo que respecta al Euro-código, éste es propiamente un formato en el cual los valores límite son fijados por cada país, por ejemplo, el esfuerzo de compresión admisible empleado en la Gran Bretaña es muy diferente al empleado en Turquía. Las expresiones tienden a uniformizar un criterio, pero cada país señala los valores y consideraciones particulares a aplicar.

Reglamento	Dispositivo (mm)	Módulo de cortante, G	Esfuerzo de compresión	Observaciones
AASHTO-LRFD	300x350x41 cumple	1.1 Mpa (11.21 kg/cm ²)	11 Mpa (112 kg/cm ²)	<ol style="list-style-type: none"> Para los cuatro reglamentos el grado de dureza considerado es de 60, de ello depende el valor del módulo de cortante G. El valor de G, varía de 0.9 a 1.38 Mpa, el intervalo obedece a la discrepancia que puede existir con respecto al valor preciso del grado de dureza empleado en la fabricación.
AASHTO-96	300x350x41 no cumple,	1.1 Mpa (11.21 kg/cm ²)	7.68 Mpa (78.29 kg/cm ²)	<ol style="list-style-type: none"> El apoyo propuesto no cumple con los requisitos, debido a que el valor del esfuerzo de compresión permisible es menor al establecido en el AASHTO-LRFD, por ello, se requiere de un elemento con mayores dimensiones, para este mismo ejemplo, se requiere de un dispositivo de 350x400x41 mm. Señala un intervalo diferente para G, (0.93-1.43 Mpa). Establece un método más sencillo pero demasiado conservador.
SETRA	300x350x41 cumple	8 kg/cm ² (0.78 Mpa)	100 kg/cm ² (9.8 Mpa)	<ol style="list-style-type: none"> El valor del esfuerzo de compresión promedio admisible es menor conservador que el especificado por el AASHTO-96, y muy parecido al del AASHTO-LRFD Propone un valor de G menor de la unidad, lo cual limita el valor de la fuerza horizontal permisible. Método más amplio, detallado y claro, pese a ser algo antiguo.
EURO-CÓDIGO	300x350x41 no cumple	1.2 Mpa (12.23 kg/cm ²)	-	<ol style="list-style-type: none"> El valor del esfuerzo de compresión promedio permisible depende de cada país Con este método y para los mismos datos del problema, se obtuvo una deformación total de diseño mayor a la permisible, por ende, es necesario estimar otro dispositivo con mayores dimensiones.

Tabla 4.12 Comparativa de los resultados del dimensionamiento

CONSIDERE:

- CM = 54.12 ton. (de acuerdo a una trabe TCA)
- CV = 46 ton. (sin impacto)
- $\Delta_i = 1.1$ cm (desplazamiento debido a acciones instantaneas)
- $\Delta = 1$ cm (" " " " diferidas)
- $\alpha_s = 0.005$ RAD : ángulo de rotación del dispositivo



\emptyset (cm)	B_1 (cm)	H (cm)	sección (cm ²)	Peso (kg/m)
33	250	140	6834	1640

Tabla (A)

SE PIDE: Diseñar los apoyos de acuerdo al AASHTO-LRFD, AASHTO-96, SETRA y Euro-código.

AASHTO-LRFD

1. Estimemos las cargas de servicio

CARGA MUERTA:

$$CM_{BB} \dots \dots \dots 1640(30) = 49200 \text{ kg}$$

$$(+ 10\% sobrecarga \dots 49200(0.1) = 4920 \text{ kg}$$

$$ZCM = 54120 \text{ kg}$$

CARGA VIVA:

CV = 46000 kg { /camión T3-53 }

$\rightarrow P = ZCM + CV$
 $P = 54120 + 46000 = 100120 \text{ kg}$

2. P/ el predimensionamiento, consideremos el esfuerzo admisible de compresión.

$$\sigma_{ct} = \frac{P}{ab} \leq 11 \text{ MPa}$$

$1 \text{ MPa} = 10.194 \text{ kg/cm}^2$

$\therefore \sigma_{ct} \leq 112 \text{ kg/cm}^2$

de tal forma que: $\frac{P}{ab} = 112$; y suponiendo que: $a = 30 \text{ cm}$

$\rightarrow b = \frac{P}{112a} = \frac{100120}{112(30)} = 29.80 \text{ cm}$

proponemos $b = 35 \text{ cm}$

y revisemos nuevamente:

$\sigma_{ct} = \frac{100120}{30(35)} = 95.95 < 112 \text{ kg/cm}^2$
 si cumple!

3.- De acuerdo c/la deformación por cortante:

$h_T \geq 2 \Delta_s$

* suponiendo que la deformación máx del apoyo por

$\therefore h_T = 2(1) = 2 \text{ cm}$. cortante sea: $\Delta_s = \Delta = 1 \text{ cm}$

proponemos capas de neopreno (interiores) de 13 mm. ($\pm 1/2''$) y de 3mm (exteriores) además, láminas de acero de 3mm, de acuerdo a los siguientes artículos:

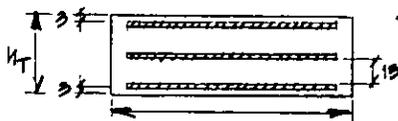
\therefore con 2 placas de acero:

$2(3) + 1.5 + 3(2) = 25 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$



Fig. (1) dispositivo con 2 placas

Fig. ②. dispositivo con tres placas



∴ con 3 placas de acero
 $3(3) + (1.9 + 3)2 = 41 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$
 $h_T = 41 \text{ mm}$

← dejamos esta segunda opción.

4- ahora la estabilidad, para lo cual:

$$\sigma_{cr} \leq \phi \dots \dots \dots \text{donde: } A = \frac{1.92 \left(\frac{h_T}{a} \right)}{s \sqrt{1 + \frac{2a}{b}}}$$

* a, b en (mm)
 σ en (MPa)

para lo cual, el factor de forma es:

$$\phi = \frac{2.07}{s(s+2) \left(1 + \frac{a}{Ab} \right)}$$

$$s = \frac{ab}{2h_i(a+b)} = \frac{300 \cdot 350}{2(19)(300+350)}$$

$$s = 0.213$$

entonces:

$$A = \frac{1.92 \left(\frac{41}{300} \right)}{0.213 \sqrt{1 + \frac{2(300)}{350}}} = 0.026$$

$$\phi = \frac{2.07}{0.213(0.213+2) \left(1 + \frac{300}{4(350)} \right)} = 0.049$$

Y considerando un neopreno con grado de dureza shore 60

$$0.9 \leq G \leq 1.35 \text{ MPA}$$

supongamos que G = 1.1 MPA

$$\sigma_{cr} = \frac{1.1}{2(0.026) - 0.049} = 124 > 11 \text{ MPA}$$

si cumple!

Se revisando nuevamente el estado de compresión, una vez conocido el factor de forma:

a) con la carga total: $\sigma_{cr} \leq 1.00 G \leq 11 \text{ MPA}$

$$\sigma_{cr} = \frac{100(120)}{300(350)} = 99.39 \text{ kg/cm}^2 = 9.39 \text{ MPA}$$

$$1.00(1.1)0.213 = 11.34 > 9.39 \text{ MPA} \quad \text{si cumple!}$$

b) con la carga viva: $\sigma_{cr} \leq 0.64 G \leq 7.04 \text{ MPA}$

$$\sigma_{cr} = \frac{40(120)}{300(350)} = 43.81 \text{ kg/cm}^2 = 4.3 \text{ MPA}$$

$$0.64(1.1)0.213 = 4.91 < 4.3 \text{ MPA} \quad \text{también cumple!}$$

b. ahora la deformación por compresión, para la acción instantánea:

$$s = \sum \epsilon_i h_i$$

para las capas de hule internas, donde h = 19mm.

$$s = 0.213$$

$$\sigma_{cr} = 9.39 \text{ MPA}$$

Y utilizando las curvas de esfuerzo deformación de la figura 4.1 (pág 59) obtenemos: $\epsilon = 7.9\%$

por lo cual: $\epsilon = 7.9\% < 7\%$... si cumple!

además la deformación será:

$$s = \sum \epsilon_i h_i = (0.079)(19)2 = 1.43 \text{ mm}$$

ahora, considerando que la deformación de las capas externas sea un 20% de la deformación de las capas internas, entonces: $\rightarrow s = 1.40(1.2) = 1.72 \text{ mm}$.

7. Compresión u rotación combinadas
para evitar la tra. de levantamiento:

$$\sigma_{cr} > 66 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{L}{h_i} \right)^2$$

$$1.1(4.213) \left(\frac{0.005}{2} \right) \left(\frac{300}{13} \right)^2 = 9.10 \text{ MPa} < 1.35 = \sigma_{cr}$$

si cumple!

* considerando la rotación con respecto al eje transversal \perp al eje del puente

Además, cuando existe deformación por cortante:

$$\sigma_{cr} < 1.875 \cdot 66 \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{L}{h_i} \right)^2 \right]$$

$$1.875(1.1)4.213 \left[1 - 0.2 \left(\frac{0.005}{2} \right) \left(\frac{300}{13} \right)^2 \right] = 9.4 > 9.35$$

también cumple!

con respecto al eje longitudinal (paralelo al eje del puente) el ángulo no es tan grande y bien podría valer el 60% de $\theta_s = 0.005$ rad. Por lo tanto $\theta = 0.003$ rad., entonces:

$$1.1(4.213) \left(\frac{0.003}{2} \right) \left(\frac{350}{13} \right)^2 = 7.43 < 9.35 \text{ MPa}$$

si cumple!

y además:

$$1.875(1.1)4.213 \left[1 - 0.2 \left(\frac{0.003}{2} \right) \left(\frac{350}{13} \right)^2 \right] = 10.02 > 9.35 \text{ MPa}$$

cumple!

8.- Finalmente, el refuerzo:

$$h_s \geq \frac{3 \cdot \max \sigma_{cr}}{f_y}$$

considerando un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow 0.6 f_y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2 = 247.2 \text{ MPa}$$

$$\therefore \frac{3(13)9.35}{247.2} = 1.48 \text{ mm}$$

Y como originalmente se consideraron láminas de acero de 3mm. de espesor:

$$h_s = 3 \text{ mm.} > 1.48 \text{ mm.} \dots \text{ cumple!}$$

entonces el diseño queda como se indica en la fig. 3

* El neopreno empleado deberá ser de grado 60

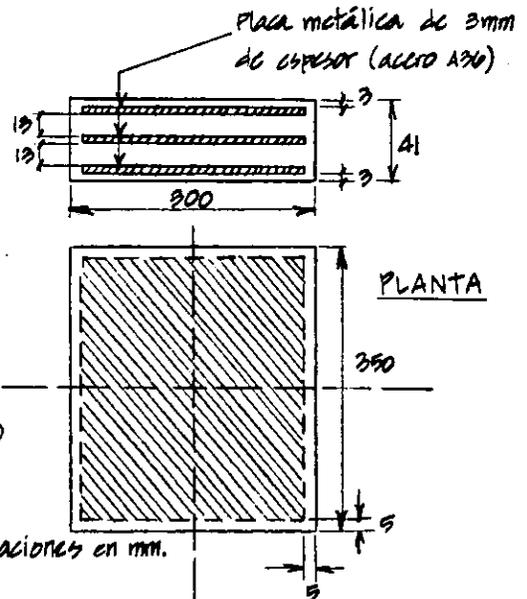


Fig. 3 Apoyo laminado de 300x350x41

AASHTO '96

1. En base al dimensionamiento anterior, revisaremos el apoyo de acuerdo al esfuerzo promedio de compresión que establece el AASHTO '96, para lo cual:

$$\frac{C_S}{P} \geq \sigma_{CT} \leq 1000 \text{ Psi}$$

Anteriormente obtuvimos un elemento de $30 \times 35 \times 4.1 \text{ cm}$ y la carga total "P"
 * por lo tanto:
 $1 \text{ Psi} = 0.07821 \text{ kg/cm}^2$
 $1000 \text{ Psi} = 78.21 \text{ kg/cm}^2$

$$P = Z_{CM} + CV = 100120 \text{ kg}$$

$$\sigma_{CT} = \frac{100120}{30(35)} = 95.39 \text{ kg/cm}^2$$

= 1217 Psi > 1000 Psi No cumple!

además si $\sigma = 1.1 \text{ MPa}$ y $P = 1$ (para capas internas)

$$\frac{C_S}{P} \geq \frac{1.1(4.213)}{1} = 4.63 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 10.194 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 49.07 \text{ kg/cm}^2 < 95.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ tampoco cumple!}$$

En tal caso realizemos un nuevo predimensionamiento, considerando que $a = 30 \text{ cm}$:

$$\frac{100120}{30b} = 78.21$$

$$b = \frac{100120}{30(78.21)} = 42.43 \text{ cm}$$

* suponiendo $b = 45 \text{ cm}$
 las dimensiones en planta serían $30 \times 45 \text{ cm}$ poco.....

Otra opción sería con $a = 35 \text{ cm}$

$$b = \frac{100120}{35(78.21)} = 36.54$$

←elijamos esta 2a. opción

∴ consideremos $b = 40 \text{ cm}$ ∴ el apoyo sería de 35×40

además, como la deformación por cortante debe cumplir al igual que en el diseño anterior: $2A_s \leq h_T$

$$\text{si } A_s = 1 \rightsquigarrow h_T = 2(1) = 2 \text{ cm} < 4.1 \text{ cm}$$

∴ obtenido de acuerdo al arreglo de la fig. (2) (ver dicha figura)

∴ El prediseño quedara como:

$$350 \times 400 \times 4.1 \text{ (mm)}$$

factor de forma: $S = \frac{350(400)}{2(13)[350+400]} = 7.18$

; Ahora revisemos.

$$\therefore \frac{C_S}{P} = \frac{1.1(7.18)}{1} = 7.9 \text{ MPa} = 80.91 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo real:

$$\sigma_{CT} = \frac{100120}{35(40)} = 71.91 \text{ kg/cm}^2 < 80.91 \text{ kg/cm}^2 \text{ si cumple!}$$

$$\text{ahora: } 71.91 \text{ kg/cm}^2 = 913.49 \text{ Psi} < 1000 \text{ Psi} \text{ también cumple!}$$

2.- Ahora la deformación por compresión

$$\Delta_c = 2\epsilon_i h_i$$

para las capas internas; $h_i = 13 \text{ mm}$, y previamente obtuvimos $\sigma_{CT} = 71.91 \text{ kg/cm}^2 = 7.02 \text{ MPa}$ entrando a la gráfica de la pág. 87, obtenemos:

$$\epsilon = 4.5\% < 7\% \text{ cumple!}$$

y para las capas externas:

$$\epsilon = 3.5\%$$

por lo tanto:

$$\Delta_c = 2(0.045(13) + 0.035(3)) = 1.38 \text{ mm.}$$

3.- Revisemos la rotación, para ello deberá cumplirse:

$$\theta \leq \frac{2\Delta_c}{a}$$

$$\frac{2(1.36)}{350} = 0.008 \text{ rad.} > 0.005 \text{ rad.} \dots \text{ cumple!}$$

* Rotación θ respecto al eje transversal, perpendicular al eje del puente.

4.- ahora el refuerzo, la resistencia de las placas de acero no deberá ser menor de 1700 k_i es decir:

$$f_y \geq 1700 k_i \dots \text{ donde: } k_i \text{ está en pulgadas}$$

entonces:

$$1700(0.91) = 870.08$$

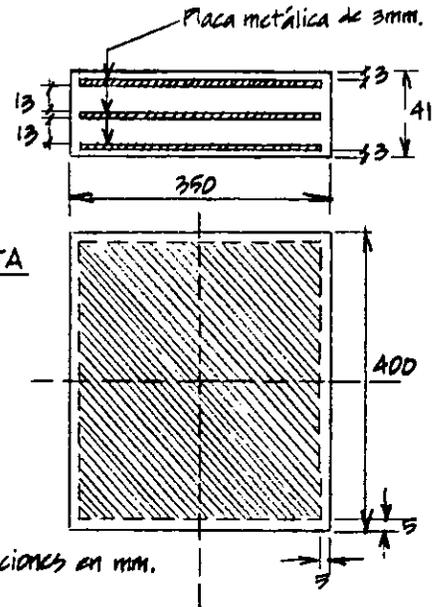
5.- Finalmente, la estabilidad del apoyo, para lo cual:

$$h_T \leq \begin{cases} \frac{a}{3} \\ \frac{b}{3} \end{cases} \text{ El menor valor!}$$

y como $a = 35 < 40 = b \therefore$

$$\frac{a}{3} = \frac{350}{3} = 116.67 \text{ mm} > 41 \text{ mm.} \text{ si cumple!}$$

por lo tanto necesitaremos un apoyo como se indica en la fig. ④, para ello, deberá emplearse neopreno con grado de dureza 60.



ACOTACIONES EN MM.

Fig. ④ Apoyo laminado de 350x400x41

SETRA

1.- En cumplimiento con estas especificaciones, el esfuerzo promedio de compresión permisible establece que:

$$\sigma_{\max} \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{ (para un concreto de } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$0.4 f'_c = 0.4(250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

* De acuerdo con la carga total estimada anteriormente:

$$P = E_{CM} + C_V = 100120 \text{ kg} \quad ; \text{ Y fijando el valor } a = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{ab} = \frac{100120}{30 b} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = \frac{100120}{30(100)} = 33.37 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \quad ; \text{ obtenido en el primer diseño}$$

∴ consideraremos un elemento de dimensiones similares, de 300 x 350 x 41 mm. y revisemos

$$\sigma = \frac{100120}{30(35)} = 95.35 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{\max}$$

sí cumple!

2.- Ahora el espesor total mínimo, de acuerdo a la deformación por cortante

$$h_T \geq 2 \Delta_D \quad \text{donde: } \Delta_D = 1 \text{ cm} \quad ; \text{ desplazamiento debido}$$

$$h_T = 2(1) = 2 < 4.1 \text{ cm} \quad \text{a la larga plazo}$$

∴ sí cumple!

* (ver arreglo del dispositivo en Fig. ②)

3.- Revisando el pandeo se tiene que:

$$5h_T \leq a \leq 10h_T$$

Y conociendo que:

$$a = 30 \text{ mm}$$

$$5(41) = 205 < 300 \text{ mm} \quad ; \text{ además: } 10(41) = 410 > 300 \text{ mm}$$

∴ cumple con ambas condiciones

4.- El cumplimiento del esfuerzo cortante por distorsión

a) $\sigma_{H1} = \frac{H_1}{ab} \leq 0.96 \quad ; \text{ para acciones de larga duración}$

$$\text{Y como: } H_1 = G ab \frac{u_1}{h_T}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{G u_1}{h_T} \leq 0.96 \quad ; \text{ y considerando } u_1 = \Delta_D = 1 \text{ cm, y además,}$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ para una dureza de 60 (tabla 4.6)}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{8(1)}{4.1} = 1.95 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2 = 0.9(8)$$

sí cumple!

b) $\sigma_{H2} = \frac{H_2}{2ab} \quad ; \text{ para acciones instantáneas}$

H_2 depende de un coeficiente sísmico, al cual supondremos igual a 0.006 ∴ $H_2 = 0.006(E_{CM}) = 0.006(50120) = 3250 \text{ kg}$

$$\sigma_{H2} = \frac{3250}{2(30)35} = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

Y debe cumplirse: $(\sigma_{H1} + \sigma_{H2}) \leq 0.76$

$$(1.95 + 1.55) = 3.5 \text{ kg/cm}^2 < 5.6 \text{ kg/cm}^2 = 0.9(8)$$

∴ el apoyo cumple por distorsión!

5.- Esfuerzo cortante por compresión:

$$\tau_N = \frac{1.5 \sigma_{\max}}{\beta} \leq 36$$

donde "p" es el factor de forma, y para un apoyo de 300x350x41; $\beta = 0.213$

$$\sigma_{\max} = 95.35 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; obtenida anteriormente}$$

$$\therefore \tau_N = \frac{1.5(95.35)}{0.213} = 23.02 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2 = 3(8) \text{ si cumple!}$$

6.- Esfuerzo cortante por rotación:

$$\tau_R = \frac{6}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t \leq 1.56$$

considerando $\alpha_t = \alpha_s = 0.009 \text{ rad.}$

$$\tau_R = \frac{6}{2} \left(\frac{30}{1.3} \right)^2 0.009 = 10.65 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ kg/cm}^2 = 1.5(8) \text{ cumple!}$$

7.- Cortante total, para el cual, debemos cumplir con:

$$\tau = (\tau_H + \tau_N + \tau_R) \leq 56$$

$$\tau = (9.9 + 23.02 + 10.65) = 39.17 \text{ kg/cm}^2 < 40 = 5(8)$$

\therefore el dispositivo cumple por cortante!

8.- Revisando ahora la fuerza de levantamiento:

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \left(\frac{\sigma_{\min}}{6} \right)$$

* Para determinar el σ_{\min} , debemos considerar únicamente la ECM.

$$\left(\frac{3}{0.213} \right) \left(\frac{1.3}{30} \right)^2 \left[\frac{54120}{8} \right] = 0.0055 \text{ rad.} > 0.009 \text{ rad.} = \alpha_t$$

cumple, por tanto el apoyo no se levanta!

9.- Para evitar el deslizamiento, debe cumplirse que:

$$a) \sigma_{\min} > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Y como } \sigma_{\min} = \frac{54120}{30(35)} = 51.54 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{cumple!}$$

$$b) H_2 < F \cdot N \dots \dots \text{ donde: } F = 0.10 + 0.60 = 0.10 + \frac{0.60}{51.54} = 0.112$$

por lo tanto:

$$N = ECM = 54120 \text{ kg}$$

$$F \cdot N = 0.112(54120) = 6042 \text{ kg} > 3250 \text{ kg} = H_2 \text{ ; también cumple!}$$

10.- Por último, la deformación por compresión:

$$\frac{\delta_T}{Z_t} \leq 7\%$$

para lo cual: $\delta_T = \Delta \epsilon_T + 0.10 \text{ cm.}$

$$\text{y además: } \Delta \epsilon_T = k_1 \eta \left(\frac{t^3}{a^2} \right) \left(\frac{\sigma_{\max} - 30}{6} \right)$$

de tal forma que:

$$\Delta \epsilon_T = 2.064(2.46) \left(\frac{1.3^3}{30^2} \right) \left(\frac{95.35 - 30}{6} \right) = 0.101$$

* k_1 esta en función de (v/a) y se obtiene a partir de la tabla 4.7

v/a	1	1.2
k_1	2.37	2.01

$(v/a) = (30/90) = 1.19 \therefore$ interpolando, $k_1 = 2.064$

finalmente:

$$\frac{\epsilon_T}{z_t} = \left(\frac{0.101 + 0.1}{2(1.2) + 2(0.2)} \right) \times 100 = 0.28\% < 7\%$$

cumple \therefore se aceptan los apoyos!
de 300x350x41 (mm)

* El diseño final es el mismo que se indica en la fig. 3

EURO-CÓDIGO

* Es importante señalar que el Euro-código es un formato a seguir en la mayoría de los países europeos, y cada uno de ellos, asigna sus respectivos valores límite a cumplir.

1.- El esfuerzo de compresión promedio debe satisfacer:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_r} \dots \dots \dots \text{donde: } A_r = \text{área efectiva} = (b_x - \Delta t_x)(b_y - \Delta t_y) \text{ mínima}$$

considerando el dispositivo obtenido anteriormente, procedemos a revisarlo con este formato. Para ello, suponemos que: $A = \Delta t_x = \Delta t_y = 1 \text{ cm}$

para un dispositivo de 300x350x41 (mm)

$$\sigma_c = \frac{100120}{(30-1)(35-1)} = 101.54 \text{ kg/cm}^2 \qquad \underline{1 \text{ N/mm}^2 = 10.19 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 9.96 \text{ N/mm}^2$$

2.- Deformación total de diseño:

$$\epsilon_T = (\epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_a) \leq 0.75 \epsilon_{bu} \dots \dots \dots \text{En el caso de apoyos laminados } \epsilon_{bu} = A$$

por lo tanto: $(\epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_a) \leq 3$

2.1 deformación por cortante debida a la compresión:

$$\epsilon_c = \left(\frac{1.5}{5} \right) \left(\frac{\sigma_c}{5} \right) \dots \dots \dots (1)$$

para lo cual: $\left\{ \begin{array}{ll} G = 1.2 \text{ N/mm}^2 & \text{si } \epsilon_s \leq 1.2 \\ G = 1.0 \text{ N/mm}^2 & \text{si } \epsilon_s > 1.2 \end{array} \right.$

2.2. deformación por cortante debida al desplazamiento sísmico.

$$\epsilon_s = \frac{\sqrt{\Delta t_x^2 + \Delta t_y^2}}{\epsilon_T} \leq 2$$

$$\epsilon_s = \frac{\sqrt{10^2 + 10^2}}{41} = 0.34 < 2 \text{ sí cumple!}$$

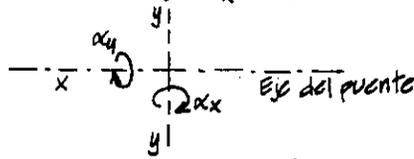
además como $\epsilon_s = 0.34 < 1.2$; entonces, $G = 1.2 \text{ N/mm}^2$ y en 1 queda:

$$\epsilon_c = \left(\frac{1.5}{0.215} \right) \left(\frac{9.96}{1.2} \right) = 2$$

2.3 deformación por cortante debida a rotación angular

$$\epsilon_x = \frac{(b_x^2 \alpha_x + b_y^2 \alpha_y)}{2t_i t_T}$$

considerando: $\alpha_x = \alpha_y = 0.005 \text{ rad.}$: rotación ϵ respecto al eje transversal, perpendicular al eje del puente. (Este reglamento lo denomina como la rotación en la dirección "x")



y además: $\alpha_y = 0.003 \text{ rad.}$

$$\epsilon_x = \frac{30^2 (0.005)^2 + 35^2 (0.003)^2}{2(1.3)(4.1)} = 0.77$$

entonces la deformación total queda:

$$\epsilon_T = \epsilon_z + \epsilon_y + \epsilon_x$$

$$\epsilon_T = 2 + 0.94 + 0.77 = 3.11 > 3 = 0.99(A) \text{ No cumple!}$$

∴ debemos aumentar las dimensiones

proponemos una placa más de acero, con lo cual, el arreglo del apoyo quedaría como se indica en la Fig. ⑤ y procedemos a revisarlo.

$$\therefore t_T = 4(3) + (3(13) + 2(9)) = 97 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_b = \frac{\sqrt{10^2 + 10^2}}{97} = 0.25 < 2 \text{ cumple!}$$

; Y como $\epsilon_b = 0.25 < 1.2$

$$\rightarrow G = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

entonces:

$$\epsilon_z = \left(\frac{1.7}{0.213}\right) \left(\frac{9.96}{1.2}\right) = 2$$

$$\epsilon_x = \frac{30^2 (0.005)^2 + 35^2 (0.003)^2}{2(1.3)(9.7)} = 0.99$$

y la deformación total queda:

$$\epsilon_T = 0.25 + 2 + 0.99 = 3.24 < 3 \text{ sí cumple!}$$

3.- Estabilidad del dispositivo:

$$a) \frac{b_{\min}}{t_T} > 4 \quad ; \quad \frac{300}{97} = 3.09 > 4 \text{ cumple!}$$

$$b) \left(\frac{\sigma_c}{6}\right) \leq \left(\frac{20 \min}{9 t_T}\right) s_{\min}$$

$$\left(\frac{9.96}{1.2}\right) = 8.3 < 21.3 = \left(\frac{2(30)}{3(9.7)}\right) (0.219)$$

también cumple!

* Y a reserva de chequear el estado de compresión admisible (de acuerdo a cada país), esta opción puede ser adecuada para el diseño.

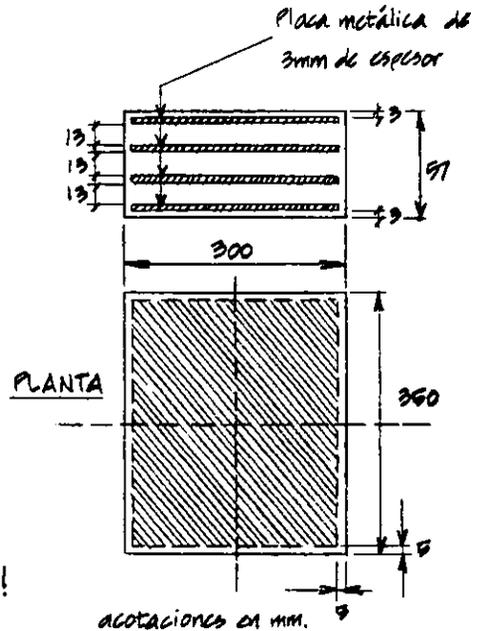


Fig. ⑤ Apoyo laminado de 300x350x41

CAPÍTULO V

PROPUESTA REGLAMENTARIA PARA EL USO DE APOYOS DE NEOPRENO LAMINADOS

5.1 Bases generales

Anteriormente se menciono la carencia de un reglamento para el diseño de puentes en nuestro país, al respecto, el Instituto de Ingeniería de la UNAM está trabajando para cubrir esta necesidad. Por supuesto la elaboración de la norma técnica, cuyo fin pretende regular el diseño de una estructura, debe considerar hasta el más mínimo elemento estructural. Tanto juntas de expansión como apoyos elastoméricos se han constituido por su buen funcionamiento como elementos de gran utilidad en la vida útil de un puente, desde que éste entra en operación. Por tal razón, se hace necesario precisar algunos lineamientos que permitan fijar un criterio y establecer un método de uso común para su diseño. Compromiso que intenta asumir éste capítulo.

Con base a los reglamentos descritos anteriormente y a la comparativa realizada entre ellos, fue posible tener una idea más clara de los requisitos y consideraciones que deben de tomarse en cuenta en el cálculo de los apoyos. El haber estudiado diferentes reglamentos y aplicarlos a un mismo problema de diseño permitió darnos cuenta que tan conservador o no es el criterio que se está aplicando, además de que tan a amplio, claro y práctico es el método que se sugiere. Sin embargo, la idea no es señalar cual de ellos es mejor que otro, sino tener un esquema que permita identificar puntos base para la elaboración de un formato propio, el cual por supuesto, no será muy diferente a los citados anteriormente. Particularmente, las especificaciones AASHTO-LRFD, podrían representar ese esquema base con la inclusión de algunas ideas más, con el propósito de reafirmar o ampliar alguno de los puntos que se establecen. La intención de éste capítulo es efectivamente realizar una propuesta reglamentaria, sin embargo, debe resaltarse que está sujeta todavía a estudio y debe considerarse solo como una versión preliminar.

5.2 Propuesta de norma (preliminar)

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES URBANOS

CAPÍTULO VII JUNTAS DE EXPANSIÓN Y APOYOS

Advertencia: El contenido de este capítulo se encuentra en estudio y calibración por parte de los autores, por lo que debe ser considerado como una versión preliminar.

7.2 APOYOS DE NEOPRENO

JUSTIFICACIÓN

Desde hace algunos años el empleo de apoyos de neopreno en el diseño de puentes vehiculares se ha hecho más cada vez más frecuente. Estos dispositivos se han venido usando para transferir las fuerzas verticales de la superestructura a la subestructura y permitir los movimientos de traslación y rotación del puente o de una parte de éste. Actualmente son considerados en algunos países, como una buena solución de aislamiento sísmico, debido a que son elementos sumamente flexibles.

En México no existe una norma que regule el empleo de estos dispositivos, su considerable uso demanda necesariamente, fijar un criterio y un método de diseño albergados en una norma que asegure su correcto funcionamiento bajo cualquier condición de carga.

7.2.1 NOTACIÓN

La notación empleada en este capítulo se define a continuación:

a (cm) ancho del apoyo, en la dirección transversal del puente

D (cm)	diámetro de la superficie cargada del apoyo en un plano horizontal
F_y (kg/cm ²)	esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
G (kg/cm ²)	módulo de cortante de las capas de elastómero
L (cm)	longitud del dispositivo paralelo al eje longitudinal del puente
n	numero de capas interiores de elastómero
S (adimensional)	factor de forma de la capa "i" de elastómero
t (cm)	espesor de la capa "i" de elastómero en el apoyo
t_a (cm)	espesor de la placa de acero de refuerzo
$t_{máx}$ (cm)	espesor mayor de la capa "i" de elastómero en el apoyo
ϵ_i (adimensional)	deformación instantánea en la capa "i" de elastómero
δ (cm)	deformación instantánea del apoyo debida a la compresión
σ_{CT} (kg/cm ²)	esfuerzo medio de compresión debido a la carga total
σ_{CV} (kg/cm ²)	esfuerzo medio de compresión debido únicamente a carga viva

Γ (cm)	longitud del apoyo si la rotación es respecto al eje transversal o ancho del apoyo si la rotación es respecto al eje longitudinal
θ (RAD)	rotación máxima respecto a algún eje del apoyo
θ_T (RAD)	rotación máxima respecto al eje transversal
θ_L (RAD)	rotación máxima respecto al eje longitudinal
ΔF_a (kg/cm ²)	constante de amplitud de fatiga, para la categoría A igual a 1682kg/cm ²

7.2.2 GENERAL

Podrán emplearse dispositivos elastoméricos laminados como sistemas de apoyo en puentes, con el propósito de permitir y disipar los diferentes movimientos de traslación y rotación provocados por flujo plástico y contracción térmica, además de los debidos a las cargas y a la falta de paralelismo entre las superficies de la superestructura con respecto a los elementos de soporte del puente durante el montaje.

Los apoyos deberán constituirse de placas de neopreno y placas de acero estructural, ambas libres de agujeros, adheridas entre sí mediante un proceso de vulcanización en una sola pieza. Adicionalmente al refuerzo interno, podrán incluirse placas de acero estructural en las caras extremas superior e inferior del apoyo, para que el dispositivo trabaje a fricción. El espesor de las placas de neopreno deberá ser el mismo para todas, excepto que se trate de placas extremas dicho espesor no deberá ser mayor del 70% del espesor de las placas internas.

Podrán emplearse como sistemas de aislamiento sísmico, únicamente cuando se requiera de una resistencia moderada ante desplazamientos horizontales debidos a sollicitaciones dinámicas como sismo y viento, cuando se requiera de mayor resistencia a dichos desplazamientos deberán incluirse dispositivos secundarios, como corazones de plomo, para incrementar el amortiguamiento histerético del sistema. Deberán considerarse además lo contenido en el capítulo respectivo a Análisis Sísmico de las normas para puentes.

El factor de forma, S , de las capas de hule del apoyo elastomérico, se tomará como el cociente del área cargada entre el área lateral libre de pandeo. Para apoyos rectangulares libres de agujeros, el factor de forma se tomará como:

$$S = \frac{La}{2t(L+a)}$$

Para apoyos circulares libres de agujeros:

$$S = \frac{D}{4t}$$

Donde, L es la longitud del apoyo paralela al eje longitudinal (cm), a el ancho del apoyo perpendicular al eje longitudinal (mm), t el espesor de la capa de elastómero (mm), y D el diámetro del apoyo circular.

7.2.3 MATERIALES

El material deberá ser neopreno con un grado de dureza mínimo de 50 y un máximo de 60 y deberán cumplir con los requisitos de calidad de acuerdo a la norma ASTM-A36/A 36M, ASTM-

D2240, ASTM-D412, ASTM-D573, ASTM-D395 (B), ASTM-D1149, ASTM-D746 (B), ASTM-D429 (B), ASTM y ASTM-D575.

La tolerancia de colocación en las dimensiones en planta del apoyo podrá ser hasta de uno por ciento de las dimensiones indicadas en el proyecto.

7.2.4 PROPIEDADES

El módulo de cortante del elastómero a 23°C deberá ser el valor base de diseño. Cuando no se especifique el valor del módulo de cortante éste podrá tomarse como se indica en la tabla adjunta y no será menor de 6.5kg/cm² ni mayor de 14kg/cm².

Grado de dureza (Shore)	Módulo de cortante a 23°C (kg/cm ²)	Deformación por flujo plástico a 25 años (%)
50	6.5-9	25
60	9-14	35

Tabla 1 Propiedades de los elastómeros en función del grado de dureza

7.2.5 ANÁLISIS

El análisis deberá realizarse bajo las hipótesis de la teoría elástica dentro del estado límite de servicio. Los apoyos deberán considerarse por separado como elementos cortos, tomando en cuenta sus características y propiedades.

7.2.6 DISEÑO

El diseño de los dispositivos elastoméricos deberá garantizar suficiente capacidad de carga, sin descuidar sus propiedades elásticas intrínsecas. El diseño deberá basarse en la combinación de carga más desfavorable.

Podrá considerarse una estimación de manera aproximada de las deformaciones y giros significativos a largo plazo para el cálculo, como el doble y el triple de la deformación y giro instantáneos respectivamente, calculados de acuerdo a la teoría citada anteriormente.

Las consideraciones descritas a continuación son aplicables a estructuras simplemente apoyadas y estructuras continuas. Además, en elementos continuos deberán tomarse los valores máximos correspondientes de la reacción y deformaciones lineal y angular, en lo posible deberán uniformizarse dichos apoyos para una estructura determinada. Para marcos rígidos en la dirección longitudinal del puente, los dispositivos deberán ubicarse, si ello es posible, en los extremos, y deberán contar con la capacidad suficiente para absorber las sollicitaciones y deformaciones de la estructura debiendo corresponder a cada extremo la mitad del total de ellas, además, deberán ser en mismo número y con las mismas dimensiones en cada extremo

7.2.6.1 Esfuerzo de Compresión

Los dispositivos laminados podrán estar provistos contra deformación por cortante o no. En el estado límite de servicio, el esfuerzo promedio de compresión para cualquier capa deberá cumplir con las relaciones:

- Para apoyos sujetos a deformación por cortante:

$$\sigma_{CT} \leq 1.66GS \leq 112$$

$$\sigma_{CV} \leq 0.66GS$$

- Para apoyos provistos contra deformación por cortante:

$$\sigma_{CT} \leq 2GS \leq 122$$

$$\sigma_{CV} \leq GS$$

Donde, σ_{CT} es el esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total (kg/cm^2), σ_{CV} el esfuerzo promedio de compresión debido únicamente a carga viva (kg/cm^2), G el módulo de cortante (kg/cm^2), y S el factor de forma (adimensional).

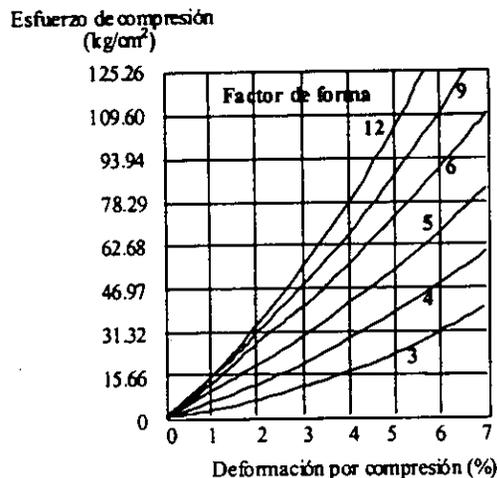
7.2.6.2 Deformación por Compresión

Las deformaciones del apoyo debidas a la carga total y carga viva únicamente deberán considerarse por separado. La deformación instantánea por compresión en el dispositivo se tomará como:

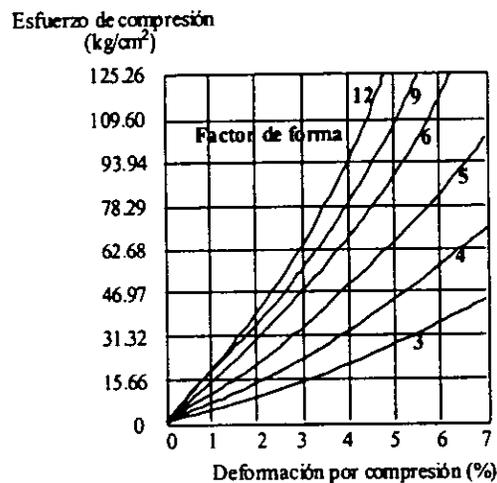
$$\delta = \sum (\varepsilon_i t)$$

Donde, ε_i es la deformación instantánea en la capa de elastómero (adimensional), y t el espesor de la capa de elastómero (mm).

El valor de ε_i podrá tomarse a partir de las figuras 1a y 1b, en función del esfuerzo de compresión y el factor de forma. El efecto de flujo plástico del elastómero deberá agregarse a la deformación instantánea. En la tabla 1 se muestran algunos valores para diferentes grados de dureza.



a) Esfuerzo de compresión para el grado de dureza 50.



b) Esfuerzo de compresión para el grado de dureza 60.

Figura 1 Curvas de esfuerzo-deformación

7.2.6.3 Deformación por Cortante

La deformación máxima del apoyo por cortante, deberá tomarse como el mayor desplazamiento horizontal posible del puente, determinado en el estado límite de servicio, modificado para tomar en cuenta la flexibilidad de la pila y procedimientos de construcción. Se entenderá

por desplazamiento horizontal a la deformación máxima posible causada por sismo, viento, contracción y flujo plástico debidos al presfuerzo, combinados con los efectos térmicos.

El espesor total, t_T , del elastómero deberá ser al menos dos veces la deformación máxima por cortante (Δ_S), es decir:

$$t_T \geq 2\Delta_S$$

7.2.6.4 Distorsión angular

La distorsión angular no deberá ser mayor de 0.5 cuando el apoyo este sujeto a la acción de fuerzas de larga duración ni mayor de 0.7 ante la acción de fuerzas instantáneas. Se entenderá como distorsión angular, al cociente de la fuerza horizontal de diseño (H) entre el producto del módulo de rigidez al cortante (G) y el área cargada del apoyo.

7.2.6.5 Rotación y Compresión Combinadas

Deberán considerarse los efectos de rotación que se producen al no existir acoplamiento paralelo inicial entre el plano superior del apoyo y el plano inferior de la trabe durante el montaje, así como rotaciones subsecuentes en sus extremos debidas a las cargas y movimientos impuestos.

El apoyo deberá evitar cualquier fuerza de levantamiento que pueda generarse, para ello, deberán evitarse los esfuerzos de compresión excesivos sobre los bordes del apoyo, el valor del esfuerzo promedio de compresión en apoyos rectangulares deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} > GS \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{t} \right)^2$$

Además, cuando el apoyo se encuentre sujeto a deformación por cortante deberá cumplirse:

$$\sigma_{CT} > 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{t} \right)^2 \right]$$

Cuando la deformación por cortante se encuentre impedida, el valor del esfuerzo será:

$$\sigma_{CT} > 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{\Gamma}{t} \right)^2 \right]$$

En apoyos circulares, el esfuerzo promedio de compresión deberá satisfacer:

$$\sigma_{CT} > 0.75GS \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{D}{t} \right)^2$$

Además, cuando el apoyo se encuentre sujeto a deformación por cortante el valor del esfuerzo deberá cumplir:

$$\sigma_{CT} > 2.5GS \left[1 - 0.15 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{D}{t} \right)^2 \right]$$

Cuando el dispositivo este provisto contra deformación por cortante:

$$\sigma_{CT} > 3.0GS \left[1 - 0.125 \left(\frac{\theta}{n} \right) \left(\frac{D}{t} \right)^2 \right]$$

Donde, G es el módulo de cortante del elastómero (kg/cm²), S el factor de forma, n el numero de capas interiores de elastómero, t el espesor de las capas (mm), Γ la longitud del apoyo si la rotación es respecto al eje transversal, o el ancho del apoyo si la rotación es

respecto al eje longitudinal (mm), y θ la rotación máxima respecto a algún eje del apoyo (rad).

7.2.6.6 Estabilidad

Para asegurar la estabilidad del dispositivo, el espesor total no deberá exceder de una tercera parte de la dimensión menor en apoyos de tipo rectangular o una cuarta parte del diámetro en apoyos circulares, la que resulte menor. Además, el esfuerzo promedio de compresión deberá satisfacer:

- Si la cubierta del puente tiene libertad para trasladarse horizontalmente:

$$\sigma_{CT} \leq \frac{G}{2A - B}$$

- Si la cubierta del puente esta provista contra traslación horizontal:

$$\sigma_{CT} = \frac{G}{A - B}$$

Para lo cual:

$$A = \frac{1.92 \left(\frac{t}{L} \right)}{S \sqrt{1 + \frac{2L}{a}}}$$

$$B = \frac{2.67}{S(S+2) \left(1 + \frac{L}{4a} \right)}$$

Donde, a es el ancho del apoyo en dirección transversal al eje del puente (mm), y L la longitud del apoyo paralela el eje del puente (mm), Cuando L sea mayor que a , la estabilidad

deberá revisarse intercambiando L y a en ambas ecuaciones.

7.2.6.7 Refuerzo

El acero empleado como refuerzo en apoyos elastoméricos deberá ser de calidad estructural con un esfuerzo mínimo de fluencia de 2520 kg/cm². El espesor de las placas deberá cumplir dos condiciones dentro de los estados limite como se indica a continuación:

- En el estado limite de servicio:

$$t_a \geq \frac{3t_{\max} \sigma_{CT}}{F_y}$$

- En el estado limite de fatiga:

$$t_a \geq \frac{2t_{\max} \sigma_{CV}}{\Delta F_{TH}}$$

Donde, t_a es el espesor de la placa de acero de refuerzo (cm), t_{\max} el espesor mayor de la capa "i" de elastómero (cm), σ_{CT} el esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total (kg/cm²), σ_{CV} el esfuerzo de compresión promedio debido únicamente a carga viva (kg/cm²), F_y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²), ΔF_{TH} una constante de amplitud de fatiga que para este caso podrá considerarse igual a 1682 kg/cm².

El espesor de las placas de acero deberá ser el mismo para todas, y no se permitirá la presencia de agujeros ni barrenos en la fabricación de estas, pero si esto no fuese posible el espesor mínimo deberá incrementarse por un factor igual al cociente del doble del ancho grueso entre el ancho neto de la placa, y en ningún caso el espesor deberá ser menor de 3mm.

CAPÍTULO VI

APOYOS ELASTOMÉRICOS COMO UNA OPCIÓN DE AISLAMIENTO SÍSMICO

6.1 Requisitos de un sistema aislador

Las consecuencias del efecto generado por un sismo pueden ser considerables en muchas estructuras, sin embargo, estas pueden disminuirse considerablemente implementando un sistema de protección sísmica. Los sistemas empleados en la actualidad para este propósito suelen ser de dos tipos: control activo y control pasivo. Los sistemas de protección activa, eliminan la vibración empleando fuerzas externas para contener los movimientos que se presentan en la estructura, para lo cual, requieren de dispositivos con mecanismos especiales como abastecedores de energía, los mecanismos son, dada su complejidad, demasiado costosos, razón por la cual, su utilización no tiene gran demanda. Por su parte, los sistemas de aislamiento pasivo son más económicos y sencillos, su función principal es modificar la respuesta de la estructura ante el efecto de un sismo.

Nuestro interés en este capítulo está enfocado a los sistemas de control pasivo, pero particularmente a los aisladores de base, cuya función principal es disminuir la respuesta de la estructura ante sismos intensos, aislando para ello el movimiento del terreno con respecto a la estructura. Otro tipo de sistema de control pasivo son los disipadores de energía, estos rigidizan a la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación.

Los conceptos de aislamiento y disipación de energía son de particular interés para puentes porque representan una serie de ventajas potenciales relacionadas con las características del comportamiento estructural. En muchos casos, los puentes son estructuras estratégicas que requieren un alto grado de protección para garantizar su funcionamiento después de un evento sísmico.

El éxito de aislamiento sísmico en una estructura, depende de una apropiada elección del elemento o sistema aislador que sea capaz de garantizar amortiguamiento y flexibilidad horizontal adecuados. La importancia de referirnos específicamente a los aisladores de base radica precisamente en que éstos introducen flexibilidad lateral a la base de una estructura y, al mismo tiempo, aumentan su grado de amortiguamiento para restringir la amplitud o extensión del movimiento causado por el sismo. El objeto esencial del diseño es garantizar que el periodo de la estructura no esté por arriba del periodo del sismo predominante. El aislador incrementa el periodo natural de la estructura y con ello el amortiguamiento consecuentemente, la respuesta de la estructura disminuye (como se observa en la figura 6.1).

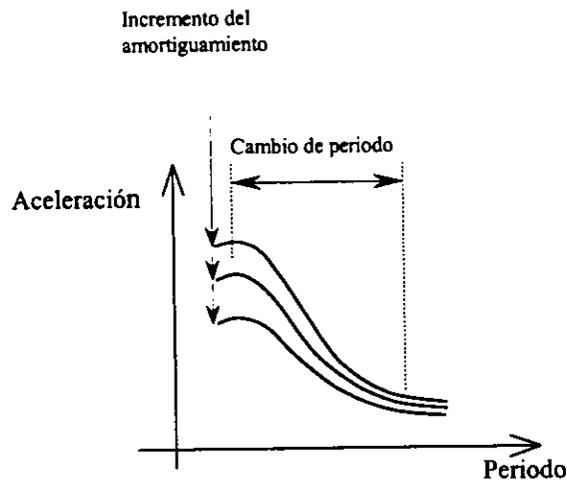
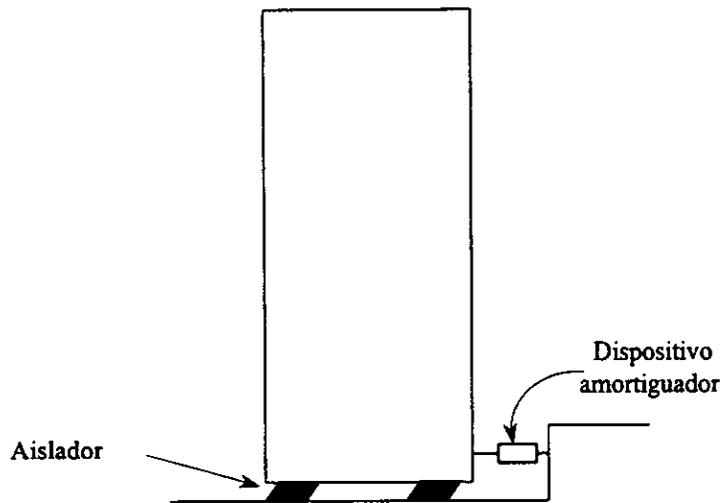


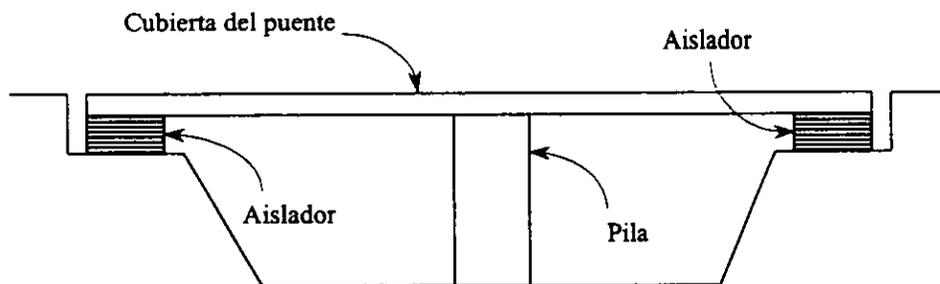
Figura 6.1 Efecto del incremento de flexibilidad de la estructura.

El sistema aislador debe ser apto para soportar a la estructura y al mismo tiempo aportarle flexibilidad horizontal y capacidad de disipación de energía. Estos tres requisitos concentrados en solo dispositivo son fundamentales en un elemento que pretende fungir como aislador sísmico. El efecto de la flexibilidad está íntimamente asociado el grado de amortiguamiento. Cuando una estructura tiene una relación de amortiguamiento baja, los desplazamientos que se generan pueden ser de gran magnitud, provocando serios problemas estructurales. Contrariamente, cuando la relación de amortiguamiento es alta los desplazamientos se reducen significativamente.

En ocasiones se requiere de otros dispositivos secundarios para disminuir o limitar los desplazamientos del aislador durante los sismos de gran intensidad, situación propia de edificios. Cuando el sistema por si solo, es capaz de controlar los desplazamientos que se generan, el costo de aislamiento disminuye al no requerir de estos dispositivos secundarios que cumplan con esta función. Esto se da fundamentalmente cuando la relación de amortiguamiento es alta, como es el caso de los puentes, (figura 6.2).



a) Sistema con dispositivo amortiguador



b) Sistema aislador en puentes

Figura 6.2 Sistemas aisladores en estructuras

El incremento en el periodo y amortiguamiento reduce el efecto sísmico y disminuye el daño posible debido a los desplazamientos horizontales que se generan. La figura 6.3, muestra la variación del periodo para el caso más simple de una estructura rígida de una sola masa, en ésta, se observa como los desplazamientos excesivos son contrarrestados por un amortiguamiento mayor al introducir flexibilidad a la estructura.

El movimiento de las partes del sistema estructural depende de acuerdo a la distribución de la masa, de los parámetros del sistema aislador y de la participación de los diferentes modos de vibrar.

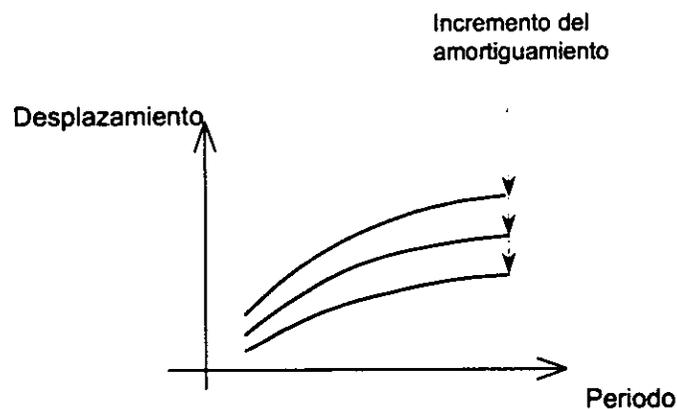


Figura 6.3 Efecto del incremento de flexibilidad de la estructura.

Algunos parámetros más que deben considerarse en la elección de un sistema aislador, aparte de modificar el periodo de la vibración y añadir amortiguamiento a la estructura son: deformabilidad bajo cargas frecuentes (rigidez inicial), fuerza de fluencia y desplazamiento, desplazamiento último y comportamiento después de este, capacidad de restitución después de la deformación, rigidez vertical, etc.

6.2 Apoyos de neopreno como aisladores sísmicos

6.2.1 Apoyos de hule laminados

Los bloques rectangulares o cilíndricos de neopreno constituyen el sistema aislador más simple y económico para la superestructura de un puente, pero presentan un sinnúmero de inconvenientes, esencialmente relacionados con su alta deformabilidad bajo cargas verticales.

La inclusión de placas de acero resuelve estos problemas, pues como se explicó en el capítulo tres, este hecho incrementa la rigidez vertical sustancialmente, con lo cual, es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima. El grado de rigidez vertical alto mejora la estabilidad del dispositivo ante cargas laterales, y disminuye el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero. Este tipo de apoyo tiene una respuesta lineal considerable, gobernada esencialmente por las propiedades del hule. El grado de amortiguamiento del apoyo permite disipar paulatinamente los cambios en la forma y dimensionamiento de los elementos que conforman la superestructura.

Las características elásticas del neopreno laminado le permiten aportarle flexibilidad a la estructura y con ello incrementar el periodo fundamental, para finalmente disminuir la respuesta sísmica de del puente de manera considerable. En tal caso, una función esencial de estos sistemas es desacoplar el movimiento de la superestructura del de la subestructura. La reducción de fuerzas inducidas por el sismo puede ser del orden de 5 a 10 veces su valor nominal.

Los apoyos elastoméricos laminados presentan varios grados de rigidez, dependiendo de la magnitud y orientación de las cargas aplicadas. Si en el apoyo se presenta un grado de rigidez horizontal bajo, permite que el elemento realice su función como aislador sísmico, y en tal caso el grado de rigidez no depende de la configuración laminada, es una característica propia del elastómero por lo que existe poca resistencia a la deformación horizontal de las capas de hule. Ante el efecto del sismo, los apoyos quedan sujetos bajo cargas dinámicas, las cargas laterales influyen en la respuesta dinámica del apoyo. En tal caso, la capacidad del material para absorber o almacenar energía es de gran importancia, cuando el material es sometido a una carga repetida,

durante cualquier ciclo de carga, o descarga, alguna energía es absorbida o perdida, este fenómeno de energía perdida es llamado histéresis. Otra forma de describir el fenómeno de histéresis se refiere al defasamiento que existe entre el esfuerzo aplicado y las deformaciones resultantes en un elastómero. Un resultado importante de dicho defasamiento es que parte de la energía generada durante la deformación se disipa internamente en forma de calor, y no es recuperada una vez retirado el esfuerzo. La mayoría de los elastómeros son conductores pobres de calor, por lo que ante excitaciones dinámicas existe un incremento en la generación de calor. La frecuencia en la aplicación del esfuerzo y la temperatura, son factores que determinan la respuesta dinámica de un apoyo elastomérico, al ser muy grande la frecuencia en la aplicación del esfuerzo, la respuesta del apoyo tiende a ser muy lenta, eso mismo sucede cuando baja la temperatura.

En términos generales, los apoyos de neopreno laminados son diseñados para soportar grandes cargas verticales y proveer de una resistencia moderada con respecto a los desplazamientos laterales. La capacidad de carga de apoyos elastoméricos laminados puede incrementarse al reducir su espesor e incrementar el área cargada, principalmente cuando el apoyo tiene un uso no sísmico. Sin embargo, en dispositivos de uso sísmico, debe tenerse cuidado en la determinación del espesor del apoyo para no tener problemas de inestabilidad, debido a que por lo general estos apoyos son generalmente altos para poder lograr deformaciones grandes.

6.2.2 Apoyos de hule laminados con corazón de plomo

El amortiguamiento de los dispositivos de neopreno laminados, empleados como aisladores, puede incrementarse considerablemente, adaptando dispositivos secundarios como corazones de plomo, la inclusión de dicho material incrementa en mucho el amortiguamiento histerético, y agrega mayor resistencia al apoyo ante desplazamientos laterales.

Los apoyos de hule laminados con corazón de plomo, tienen una rigidez inicial alta, seguida de una rigidez menor después de la fluencia del plomo. El amortiguamiento histerético se logra por la deformación plástica del plomo, al alcanzar los 20°C , equivalente a la deformación plástica del acero a una temperatura mayor a 400°C , lo cual le permite comportarse adecuadamente bajo condiciones de fatiga durante los ciclos de deformación plástica. La razón por la cual se utiliza el plomo como dispositivo secundario es que fluye en cortante a esfuerzos relativamente pequeños, del orden de 102 Kg/cm^2 y su comportamiento se asemeja a un sólido plástico lineal. Después de la fluencia, la rigidez es por consiguiente igual a la rigidez del neopreno simple. El ciclo de histéresis global es casi bilineal, como se muestra en la figura 6.4.

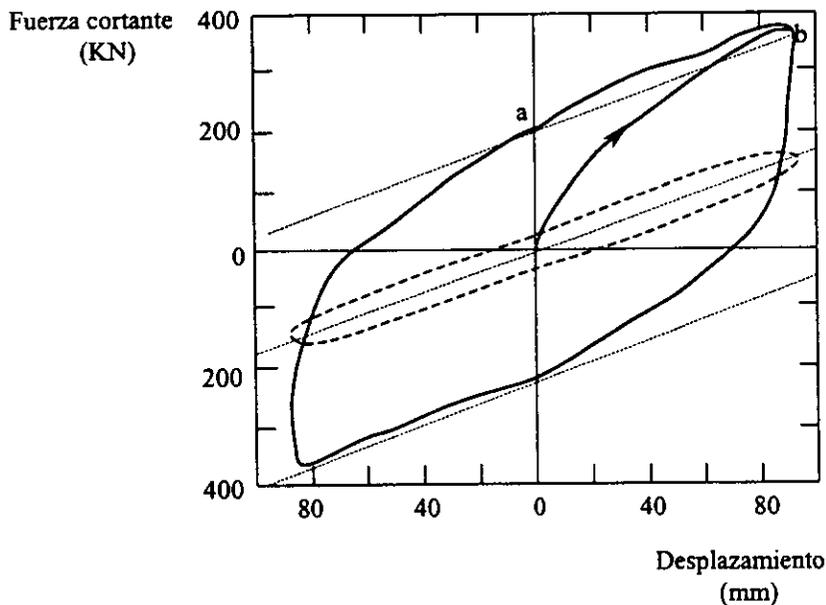


Figura 6.4 Ciclo histéresis idealizado para un apoyo de hule-plomo

6.3 Tipo y descripción de otros sistemas aisladores

El empleo de apoyos elastoméricos laminados como sistemas de aislamiento sísmico es cada vez más frecuente en la actualidad. Sin embargo, existen otros más que también cumplen con los requerimientos básicos de un aislador.

La diferencia entre los diferentes sistemas de aislamiento sísmico, es su comportamiento lineal o no lineal. Por supuesto, y debido a la complejidad del sistema en sí, algunos requieren de consideraciones particulares como la inclusión de dispositivos de tipo especial o secundarios que complementen el sistema. Los procesos de fabricación, montaje, supervisión, y mantenimiento; la durabilidad y el costo, son algunos factores importantes que se consideran en la elección del sistema a emplear.

Amortiguadores histeréticos

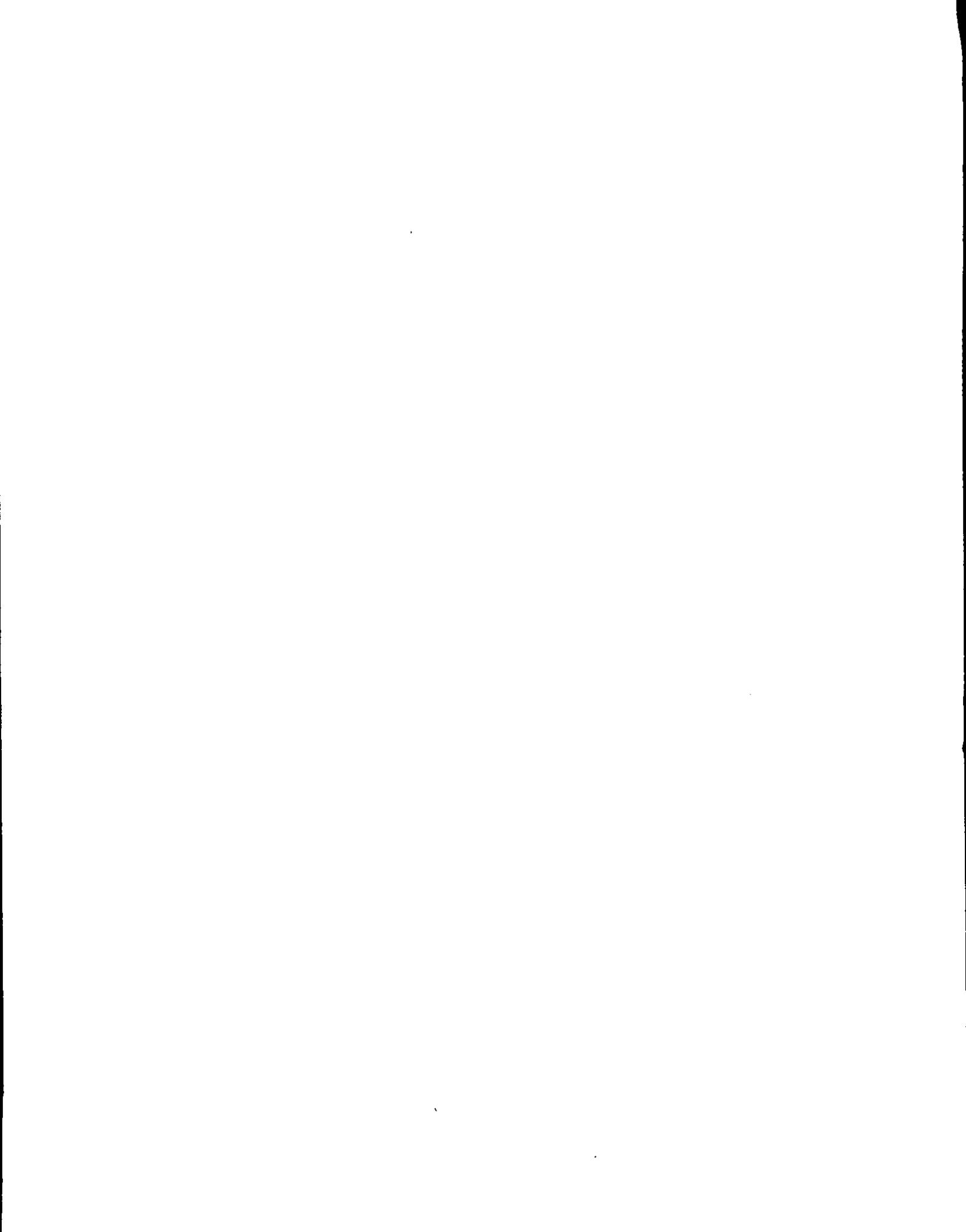
Los amortiguadores histeréticos denominados de alta capacidad se basan en la capacidad de deformación plástica de algunos sólidos, principalmente plomo y acero. Estos dispositivos deben asegurar una deformación plástica adecuada del metal cuando actúa un sismo de gran magnitud. El proceso que se sigue para su fabricación requiere de gran atención para evitar concentraciones de deformación excesiva, que puedan causar una fatiga prematura de los amortiguadores de acero en la soldadura.

Particularmente los sistemas de amortiguamiento de acero, tienen una rigidez inicial alta y son amortiguadores muy efectivos. Estos sistemas generalmente dependen de la amplitud de la excitación, y pueden combinarse con otros componentes para aportar mayor flexibilidad, pudiendo resultar sistemas con comportamiento lineal o bilineal.

Amortiguadores de extrusión

Los sistemas amortiguadores de extrusión de plomo tienen un comportamiento plástico bajo carga constante. El proceso de extrusión consiste en forzar o extraer un material policristalino

como plomo o acero suave a través un orificio durante la deformación estructural, con lo cual se realiza un trabajo y se almacena muy poca energía elástica al deformarse plásticamente el material. Durante un sismo el dispositivo puede absorber energía, limitando la amplitud de oscilaciones no deseadas en la estructura, la energía absorbida no está afectada por trabajo de endurecimiento o fatiga. Estos sistemas por su comportamiento plástico no dependen en gran proporción de la amplitud de la excitación. El sistema fluye bajo cargas pequeñas, por lo que las expansiones térmicas se acomodan en el mismo sistema.



CONCLUSIONES

1. Los movimientos a que esta sujeto un puente y en general cualquier estructura, debidas a sollicitaciones estáticas y dinámicas, ocurren en diferentes direcciones, principalmente, los movimientos de traslación y rotación propician que el puente pueda desplazarse libremente en cualquier dirección debido a que cuenta con seis grados de libertad y el efecto de los movimientos suele ser reversible.
2. El origen de los movimientos se debe principalmente a los efectos de contracción, flujo plástico y fatiga, debidos a las variaciones de temperatura y humedad del lugar donde se localiza el puente (los efectos de temperatura pueden llegar a ser progresivamente los más importantes en claros grandes de puentes o en puentes continuos), de la misma manera, la inclinación o asentamiento de la estructura debidos a hundimientos diferenciales, sobrecargas y procedimientos de montaje son causa de dichos movimientos. Los efectos que producen las cargas dinámicas también dan pie a movimientos importantes, éstos, como consecuencia de uno o varios sismos, viento, fuerzas de impacto, frenaje, vibraciones y fuerzas centrífugas.
3. Desde hace algunos años, el empleo de apoyos de neopreno en el diseño de puentes vehiculares para disipar los movimientos que se generan se ha hecho cada vez más frecuente. Al respecto, es necesario contar con un mayor conocimiento en cuanto a sus propiedades y comportamiento ante acciones estáticas y dinámicas, para lograr un uso racional y más provechoso de sus características.
4. El neopreno y el hule natural tienen un comportamiento satisfactorio bajo grandes deformaciones, no obstante, el empleo de neopreno para la fabricación de apoyos se debe principalmente a las mayores ventajas que este material ofrece con respecto al hule natural. Las propiedades mecánicas, el comportamiento a alta temperatura y el comportamiento dinámico, el flujo plástico y esfuerzo de relajación, son propiedades en común de ambos. Sin embargo, el neopreno es superior al hule natural en cuanto a su comportamiento a baja temperatura y deterioro bajo condiciones ambientales.

5. Los neoprenos son especificados por su dureza, la cual es una medida de recuperación elástica, ésta se correlaciona nominalmente con un numero importante de propiedades físicas, como el módulo de cortante y de compresión. Para la fabricación de apoyos, se emplean neoprenos con un grado de dureza no menor de 50 ni mayor de 60.
6. El control de calidad en la fabricación de apoyos, esta basado en la aplicación de deferentes pruebas a un numero determinado de elementos, numero que depende del tipo de prueba de que se trate y al numero de elementos que requiere el proyecto. Los métodos de prueba a que son sometidos los apoyos siguen un método en particular y corresponden a: compresibilidad, dureza, tensión y alargamiento, deformación permanente en compresión, desgarramiento y envejecimiento acelerado.
7. Las normas ASTM (American Society for Testing and Materials) establecen las especificaciones que deben cumplir los dispositivos elastoméricos usados como elementos de apoyo en puentes y estructuras, así como de los materiales empleados en su fabricación. Vale la pena soslayar la importancia de las normas ASTM debido a que son la base que fundamenta a la Norma Oficial Mexicana de Calidad, denominada NOM.
8. La utilización de elementos elastoméricos como dispositivos de apoyo de la superestructura se justifica en base a la elevada capacidad de deformación de este material, cualidad que le permite tomar movimientos relativos y disipar eficientemente los desplazamientos que se generan en la estructura o en una parte de esta. Por lo regular, la mayoría de los apoyos elastoméricos incluyen placas de acero estructural como refuerzo interno, a estos, se les denomina laminados. Las características intrínsecas del neopreno y del acero unidos en un solo elemento permite reunir cualidades de resistencia y flexibilidad, constituyendo un sistema mecánico que desempeña diferentes funciones, principalmente: transferir y distribuir uniformemente las fuerzas verticales de una parte del puente sobre la subestructura y, disipar los desplazamientos causados por movimientos de traslación y rotación debidos a su vez por fuerzas laterales.

9. En la actualidad los apoyos laminados han sido adoptados como una solución adecuada de aislamiento sísmico. Aislamiento y disipación de energía son conceptos de particular interés para puentes, porque representan una serie de ventajas potenciales relacionadas con las características del comportamiento estructural. El éxito de aislamiento sísmico en una estructura depende de una apropiada elección del elemento o sistema aislador que sea capaz de garantizar amortiguamiento y flexibilidad horizontal adecuados. El bajo costo de fabricación, instalación y mantenimiento, además de la sencillez en los procedimientos respectivos, los hace una opción más ventajosa con respecto a otros sistemas de aislamiento.
10. Un sistema aislador debe ser apto para soportar a la estructura y al mismo tiempo aportar flexibilidad horizontal y capacidad de disipación de energía. Estos tres requisitos concentrados en un solo elemento son fundamentales en un dispositivo que pretende fungir como aislador, y los apoyos laminados cumplen con ello.
11. Debe señalarse que los bloques rectangulares o cilíndricos constituidos únicamente por neopreno, constituyen el sistema aislador más simple y económico para la superestructura de un puente, sin embargo, altamente deformables bajo cargas verticales, lo cual, los hace inconvenientes para su uso. Por el contrario la inclusión de placas de acero en el hule incrementa la rigidez vertical considerablemente y permite apoyar cargas de gran magnitud, disminuyendo el efecto de pandeo en las caras perimetrales y mejorando la estabilidad del dispositivo ante cargas horizontales. El dispositivo incrementa el periodo natural de la estructura y con ello el amortiguamiento, consecuentemente, la respuesta de estructura disminuye. La reducción de fuerzas inducidas por el sismo puede ser del orden de 5 a 10 veces su valor nominal.
12. En nuestro país la Normatividad para el diseño sísmico de puentes no existe. Hasta ahora, los reglamentos y la práctica del diseño se han desarrollado esencialmente para edificios y están basados en el comportamiento de estos en los sismos de 1957 y 1985. Al no existir una norma específica al respecto, propicia que el diseño carezca de una práctica establecida común. En la mayoría de los casos, se emplean métodos estáticos de análisis, consistentes en la consideración de una fuerza lateral aplicada en la punta de las pilas e igual a una cierta

fracción del peso que soporta, valor que no está exento de diferir entre proyectistas. La práctica y la normatividad entre los distintos países difieren un poco, pero tienden a uniformizarse. Las normas más completas y más racionales son las de Nueva Zelanda, Japón, el Euro-Código, las AASHTO, y las del estado de California (Caltrans).

13. El diseño de puentes en México se hace con base en las especificaciones de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), sin embargo, es frecuente que los proyectistas realicen mezclas entre distintos reglamentos, la mayor de las veces, se toman las fórmulas y los factores de carga del AASHTO y los espectros de diseño del manual de la CFE (Comisión Federal de Electricidad), ello conduce por lo regular a diseños excesivamente conservadores y en mucho menor escala a diseños inseguros, ya que los requisitos de cada norma están calibrados para una región específica y además, para aplicarse en su conjunto. Por esta razón, es necesario elaborar una norma propia que albergue un criterio y un método de diseño, mediante el cual sea posible asegurar un diseño óptimo económico y seguro

REFERENCIAS

- [1] Rosenblueth E., Newmark N.M., *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Diana, (1976)
- [2] Park R., Paulay, *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa, (1996)
- [3] E.I. Dupont de Nemours Co, *Design of Neoprene Bridge Bearing Pads*, Elastomer Chemicals Department, (1959)
- [4] Roder C. W., Stanton J. F., *Elastomeric Bearing: State of the Art*, Journal of Structural engineering, ASCE, Vol. 116, No. 2, (1983)
- [5] Lee David J, *Bridge Bearings and Expansion Joints*, E & FN SPON, (1994)
- [6] Angulo L., Apoyos de neopreno zunchado, Hormigón y Acero, No. 80-81, julio-dic. p. 141-156, (1966)
- [7] SCT (Secretaria de Comunicaciones y Transportes), *Normas de construcción de la SCT*, Tomos VIII y IX, (1981)
- [8] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th ed. (1996)
- [9] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), *LRFD Bridge Design Specifications*, 6th ed. (1994)
- [10] SETRA (Service D'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), *Appareils D'Appui en Élastomère Fretté*, Bulletin Technique N° 4, Edition (1974)
- [11] ACI (American Concrete Institute), *Analysis and Design of Reinforced Concrete Structures*, ACI 343R-95, (1995)
- [12] Mena Hdez. U, *Comportamiento sísmico de puentes de concreto con apoyos elastoméricos*, tesis de maestría, UNAM, (1993)

- [13] Skinner R. I, Robinson W., *An Introduction to Seismic Isolation*, Wiley, (1993)
- [14] Priestley M.J., Seible F., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, (1996)
- [15] Galindo Solorzano A., *Comportamiento de puentes a cargo de la SCT durante los sismos de 1985*, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, 1987, SMIS.
- [16] Terzaghi K., Peck R., *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*, El ateneo, (1994).
- [17] Monleon Cremales S., *Ingeniería de puentes*, Servicio de Publicaciones de la Universidad de Valencia, (1996)