



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

GUÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON VIGAS Y LOSAS

Ernesto Seminario Manrique

Piura, 25 de Febrero de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA



“GUÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON VIGAS Y LOSA”

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil.**

ERNESTO SEMINARIO MANRIQUE

Piura, Enero 2004

A mis padres y hermanos, quienes siempre me respaldaron con su paciencia y comprensión.

Prólogo

En la actualidad es muy común el uso de varios tipos de puentes para salvar distintos obstáculos. De estos puentes, los más comunes en nuestro medio son los puentes con vigas y losa. Sin embargo, aunque existen muchos libros extranjeros que tratan el tema, no existe una bibliografía cercana que nos oriente en el diseño de estas estructuras o que abarquen el diseño de una manera global.

Ante esta necesidad se planteó proporcionar una tesis que recoja las normas nacionales e internacionales conjuntamente con los criterios y recomendaciones más reconocidos y usados en nuestro medio. Es así como, el trabajo que se presenta a continuación se elaboró con la finalidad de brindar un aporte directo al conocimiento y difusión del diseño de puentes, además de dar una visión general del diseño de puentes.

La importancia de este estudio radica en recoger las normas, criterios básicos y una metodología a seguir para el diseño de puentes con vigas y losa, basado en las normas *Standard Specifications for Highway Bridges* de AASHTO y la norma peruana Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF.

No debo concluir sin antes agradecer sinceramente a mi asesor, el ingeniero Manuel Antonio Ramírez, quien me proporcionó valiosos consejos, la bibliografía principal y la asistencia durante la ejecución de este trabajo.

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con vigas y losa de acuerdo a la normatividad vigente. Es decir el “Manual de Diseño de Puentes” del MTC – DGCF que esta basado en “*Standard Specifications for Highway Bridges*” de AASHTO.

Para lograr este propósito, se dividió el trabajo en nueve capítulos. En el primer capítulo se esbozan las nociones preliminares. El segundo capítulo recopila las cargas de diseño. En el tercer y cuarto capítulo se recogen las principales normas y criterios del diseño de losas y vigas. Luego, en el quinto capítulo se presentan algunas consideraciones del proceso constructivo en el diseño.

Además, en el capítulo 6 se realiza un estudio de las subestructuras y en el capítulo 7 se estudia los sistemas de apoyos y juntas. Más adelante, en el capítulo 8 se dan algunas recomendaciones sobre las obras complementarias. Y finalmente, en el capítulo 9 se sigue el diseño de un puente desde su localización, alineación, y elección del tipo de estructura hasta el diseño estructural de la losa y de las vigas longitudinales.

ÍNDICE GENERAL

Prólogo

Resumen

Índice General

Introducción 06

Capítulo 1: Nociones Preliminares

1.1 Estudios previos del proyecto	07
1.1.1 Localización	07
1.1.2 Luz y tipo de Estructura	10
1.1.3 Forma geométrica y dimensiones	13
1.1.4 Obras de arte y complementarias	14
1.2 Tipos de puentes	15
1.2.1 Según su utilidad	15
1.2.2 Según el material	15
1.2.3 Según la localización de la calzada	16
1.2.4 Según el tipo sistema estructural	16
1.2.4.1 Puentes tipo viga	16
1.2.4.2 Puentes de estructura aporticada	17
1.2.4.3 Puentes tipo arco	19
1.2.4.4 Puentes reticulados	20
1.2.4.5 Puentes colgantes	20
1.2.4.6 Puentes atirantados	20
1.3 Puentes tipo viga	21
1.3.1 Losa	21
1.3.2 Vigas	22
1.3.3 Subestructuras	23
1.3.4 Apoyos y juntas	23
1.3.5 Obras complementarias	23

Capítulo 2: Cargas y Combinaciones de cargas

2.1 Introducción	24
2.2 Cargas	24
2.2.1 Cargas permanentes	24
2.2.2 Cargas transitorias	25
2.2.2.1 Cargas de vehículos	25
2.2.2.2 Cargas de Peatones	32
2.2.2.3 Fuerzas Debidas a Fluidos	32
2.2.2.4 Cargas Sísmicas	35
2.2.2.5 Fuerzas de Hielo	40
2.2.2.6 Fuerzas debido a deformaciones	44
2.2.2.7 Cargas de colisión	46
2.3 Estados Límites y combinación de cargas	47
2.3.1 Estados Límites	47
2.3.1.1 Estado Límite de Servicio	47
2.3.1.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura	47

2.3.1.3 Estado Límite de Resistencia	47
2.3.1.4 Estado Límite de Evento Extremo	48
2.3.1.5 Ductilidad	48
2.3.1.6 Redundancia	49
2.3.1.7 Importancia operativa	49
2.3.2 Combinación de cargas	49

Capítulo 3: Diseño de losas

3.1 Predimensionamiento	53
3.1.1 Longitud del volado de losa	53
3.1.2 Espesor de la losa	53
3.1.3 Peralte mínimo	54
3.2 Método de franjas equivalentes para el diseño de losas	54
3.2.1 Ancho equivalente de franjas	55
3.2.2 Ancho efectivo de franjas en bordes longitudinales	56
3.2.3 Ancho efectivo de franjas en bordes Transversales	56
3.2.4 Distribución de carga de rueda en las losa	56
3.2.5 Aplicación de sobrecarga	56
3.2.6 Posición de la carga viva	56
3.2.7 Distancia de la carga de la rueda al borde de la losa	57
3.2.8 Momento de diseño	57
3.2.9 Armadura de repartición	57
3.3 Control de diseño	57
3.3.1 Refuerzo mínimo	58
3.3.2 Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura	58
3.3.3 Cálculo de deflexión y contraflecha	58
3.3.4 Estado límite de fatiga	58
3.3.5 Bordos no soportados	58

Capítulo 4: Diseño de vigas

4.1 Predimensionamiento	59
4.1.1 Peralte de las vigas principales	59
4.1.2 Luces continuas	59
4.1.3 Espaciamiento entre vigas	59
4.1.4 Dimensiones mínimas para vigas prefabricadas	60
4.1.5 Dimensiones mínimas para vigas T y cajón multicelular vaciadas in situ	61
4.1.6 Dimensiones de las vigas diafragma	61
4.2 Método del factor de distribución para el diseño vigas	61
4.2.1 Aplicación	61
4.2.2 Factor de distribución para los momentos de vigas interiores	62
4.2.3 Factor de distribución para los momentos de vigas exteriores	64
4.2.4 Factor de corrección para estructuras continuas	64
4.2.5 Momento flexionantes y cortantes en vigas de piso transversales	64
4.1.6 Método del factor de distribución por corte para vigas interiores	65
4.1.7 Método del factor de distribución por corte para vigas exteriores	67
4.3 Estados límites	67
4.3.1 Estados límites de servicio	67

4.3.1.1.1	Perdidas en elementos preesforzados	67
4.3.1.2	Límites de esfuerzos para tendones de preesfuerzo	68
4.3.1.3	Límites de esfuerzos de compresión para concreto antes de pérdidas	68
4.3.1.4	Límites de esfuerzos de tensión para concreto antes de pérdidas	68
4.3.1.5	Límites de esfuerzos de compresión para concreto después de pérdidas	68
4.3.1.6	Límites de esfuerzos de tensión para concreto después de pérdidas	69
4.3.2	Estados límites de resistencia	69
4.3.2.1	Flexión	69
4.3.2.2	Corte	69
4.3.3	Estados límites de fatiga	72
4.4	Requisitos de diseño	72
4.4.1	Refuerzo mínimo por flexión	72
4.4.2	Refuerzo longitudinal de membrana	72
4.4.3	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura	73
4.4.4	Refuerzo de la losa de tableros en vigas T y vigas cajón vaciadas in situ	73
4.4.5	Cálculo de deflexión y contraflecha	73

Capítulo 5: Consideraciones del diseño según el proceso constructivo

5.1	Introducción	74
5.2	Construcción in situ	75
5.3	Vigas prefabricadas	75
5.4	Estructuras izadas	77
5.5	Voladizos sucesivos	78
5.5.1	Esquema de construcción por voladizo a partir de pilas	78
5.5.2	Esquema de construcción por voladizo a partir de estribos	79
5.5.3	Esquemas de cableado de tableros	79
5.5.3.1	Trazo de cables en voladizo	80
5.5.3.2	Trazo de cables solidarización	81
5.6	Estructuras empujadas	81
5.7	Estructuras con vigas de lanzamiento	82

Capítulo 6: Subestructuras

6.1	Introducción	84
6.2	Erosión	84
6.3	Diseño de estribos	86
6.3.1	Cargas y fuerzas de presión de tierra en estribos	88
6.3.2	Altura equivalente del suelo para sobrecarga de carga viva	90
6.3.3	Requerimientos de diseño para estribos	90
6.3.4	Criterios de estabilidad	91
6.3.4.1	Ubicación de la resultante	91
6.3.4.2	Capacidad portante	92
6.3.4.3	Resistencia al desplazamiento	92
6.3.4.4	Asentamientos tolerables	93

6.3.5 Predimensionamiento	93
6.3.6 Rediseño	94
6.4 Diseño de pilares	96
6.4.1 Criterios de diseño	99
6.4.2 Predimensionamiento	99
6.5 Requisitos de pilares tipo columnas y tipo muro	99
6.5.1 Requisitos de columnas	99
6.5.2 Refuerzo longitudinal	100
6.5.3 Resistencia a la flexión	100
6.5.4 Refuerzo transversal y de corte en columnas	100
6.5.5 Requerimientos para pilares tipo muro	100
6.5.6 Espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento.	101
6.6 Requerimientos para cimentaciones	101
6.6.1 Cimentaciones superficiales	101
6.6.2 Cimentaciones profundas	102
6.6.2.1 Pilotes hincados	102
6.6.2.1 Pilotes llenados in situ	103

Capítulo 7: Sistemas de apoyos y juntas

7.1 Sistemas de apoyos	104
7.1.1 Tipos de apoyos	104
7.1.1.1 Apoyos de elastómero	105
7.1.1.2 Apoyos de acero	106
7.1.1.3 Apoyos de elastómeros confinados	108
7.1.1.4 Apoyos de disco	110
7.1.2 Diseño y análisis de apoyos de elastómero.	111
7.2 Sistemas de juntas	114
7.2.1 Función de las juntas	114
7.2.2 Recomendaciones para juntas	114

Capítulo 8: Obras complementarias

8.1 Barandas	117
8.2 Separadores	119
8.3 Bermas	119
8.4 Losas de transición	119
8.5 Cortinas y alas	119
8.6 Iluminación	121
8.7 Señalización	121
8.8 Drenaje	121
8.9 Elementos de captación	121
8.10 Pavimentación	122

Capítulo 9: Diseño de la superestructura del puente San Juanito

9.1 Introducción	123
9.2 Datos preliminares	123
9.3 Ubicación y definición del puente San Juanito	126
9.4 Estructuración del puente San Juanito	127

9.5 Predimensionamiento	128
9.5.1 Espaciamiento de vigas	128
9.5.2 Espesor de losa	128
9.5.3 Selección de la viga postensada	128
9.5.4 Viga diafragma	129
9.6 Diseño de la losa	130
9.6.1 Análisis de la carga vehicular	130
9.6.1.1 Número de líneas de diseño	130
9.6.1.2 Ancho de los momentos para carga vehicular	130
9.6.1.3 Cargas vehiculares	131
9.6.2 Metrado de carga muerta	131
9.6.3 Estado límite de resistencia I	131
9.6.4 Refuerzo de flexión	136
9.7 Diseño de las vigas postensadas	137
9.7.1 Análisis de la carga vehicular	139
9.7.1.1 Cálculo de los factores de distribución de momento por carga viva	139
9.7.1.2 Cálculo de los factores de distribución de corte por carga viva	141
9.7.2 Metrado carga muerta	142
9.7.3 Combinaciones de los estados límites de diseño	142
9.7.4 Diseño a flexión de la viga interior	147
9.7.4.1 Estados límites de servicio	150
9.7.4.2 Estado límite de fatiga	153
9.7.4.3 Resistencia última	153
9.7.5 Diseño a flexión de la viga exterior	155
9.7.5.1 Estados límites de servicio	155
9.7.5.2 Estado límite de fatiga	158
9.7.5.3 Resistencia última	158
9.7.6 Diseño por cortante de las vigas	159
9.7.7 Diseño por cortante en la interfase	160
9.7.8 Diseño de anclaje	161
9.7.8.1 Resistencia del reforzamiento transversal	163
9.7.8.2 Refuerzo de confinamiento	163
9.8 Diseño de la viga diafragma	163
Conclusiones	166
Referencias Bibliográficas	168

Introducción

Existen numerosas normas de diseño que han sido usadas durante muchos años como son las Normas DIN (Alemania), la Norma Francesa, la Norma Británica, el Eurocode (Unión Europea), las Normas AASHTO (USA), etc. Sin embargo, en nuestro país no se contaba con un reglamento oficial, es por ello que estas normas fueron de alguna manera adoptadas por los profesionales dedicados al diseño y construcción de puentes.

Fue recién en Noviembre del año 2002 que la MTC – DGCF, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, publicó un primer intento de norma peruana de puentes con el título “Propuesta de Reglamento de Puentes”. Propuesta que después de su debate y discusión pública se convertiría en la norma nacional “Manual de Diseño de Puentes” desde julio del año 2003.

A la vez, nuestra norma autoriza para el diseño de puentes, las normas dadas por AASHTO, como complemento a lo dispuesto por el Manual de Diseño de Puentes. De conformidad a lo anterior, en este trabajo se ha seguido los requisitos, pautas y recomendaciones de la norma nacional “Manual de Diseño de Puentes” y de AASHTO.

De otro lado, la finalidad de esta tesis es proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con vigas y losa. Para lograr este objetivo, se presenta la metodología usada en el diseño, mostrando las principales etapas del diseño de manera de obtener una visión global del diseño de puentes. Estas etapas comprenden la concepción del proyecto según el tipo de puente, el metrado de cargas, el diseño de losas, vigas, consideraciones constructivas, subestructuras, juntas, apoyos y obras de arte.

No obstante, existen diversos tipos de vigas, losas, estribos, sistemas de apoyo, sistemas de juntas, cada uno con sus condiciones específicas, por lo que aquí sólo se han tratado las consideraciones más comunes e importantes que se presentan en el diseño de estas estructuras.

A la vez, este trabajo supone que el lector posee los conocimientos necesarios de análisis estructural y diseño en concreto armado y preesforzado para poder iniciarse en el estudio del diseño de puentes con vigas y losa.

También, es importante advertir que los requerimientos proporcionados en este trabajo están más orientados al diseño de puentes de losa y vigas de concreto, en especial el capítulo de vigas por ser el tipo más común en nuestro medio. Sin embargo, los requerimientos del diseño de superestructuras de acero, se pueden recoger del “Manual de Diseño de Puentes” o de las especificaciones de AASHTO para puentes y continuar usando la metodología empleada en este trabajo.

Finalmente, para ilustrar los conceptos presentados en los primeros capítulos, se incluye el capítulo 9 “Diseño de la superestructura del puente San Juanito”. En esta parte, se estudia el diseño de un puente desde su etapa inicial de concepción, ubicación y alineación hasta el diseño final de la superestructura (losa y vigas).

CAPÍTULO 1: NOCIONES PRELIMINARES

1.1 Estudios previos del proyecto

Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura o ubicación.
- Luz y tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido , teniendo en cuenta su estética , economía y seguridad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, subestructura, cauce de la corriente y cimentaciones.
- Obras de arte y complementarias.

A continuación, se mencionan algunos criterios importantes que deben seguirse para decidir la ubicación del puente, luz libre y dimensiones de la estructura.

1.1.1 Localización

Para la buena localización de un puente deben estudiarse varias alternativas, según los criterios de estudio de tráfico, alineamiento de la vía, alineamiento de la rasante, tipo de terreno, facilidades de construcción, conservación, la estética de la obra.

Generalmente, la ubicación de un puente en vías urbanas es forzada y obedece al comportamiento del tránsito. En cambio, la localización en zonas rurales está determinada por el tipo de terreno y en el caso de estar sobre un río se debe tener en cuenta también el comportamiento del cauce.

Los colapsos más comunes de puentes son causados por avenidas. Por eso, en esta sección se prestará atención a algunos criterios hidráulicos recomendados por Martín Vide (1997) para la ubicación del puente:

- Una característica fundamental del lugar para la colocación del puente es su estabilidad fluvial. Es decir, la garantía de que el río no modifique su sección con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se alza sobre seco, mientras el cauce del río se encuentra en otro lugar.
- La ubicación de un puente en lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones, estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. En vías que cruzan un delta o una llanura o abanico aluvial es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene libertad de movimiento.
- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la ubicación del puente más económica. De otro lado, los cauces múltiples, además de tener mayor longitud, suelen presentar menor estabilidad. Asimismo, los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y la erosión del fondo en el estado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río hidrológico e hidráulico y sobretodo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria de un puente. Pero no es suficiente, también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras o actuaciones que puedan modificar la estabilidad; como puede ser la construcción de una presa aguas arriba o la extracción de material de fondo pueden cambiar drásticamente el comportamiento del cauce.

Tras la ubicación del puente, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación esté fundamentada por buenas razones de trazado de la vía (ver fig. 1.1).

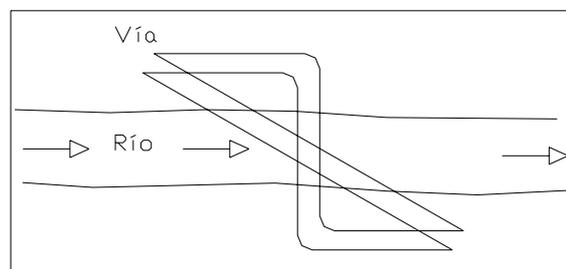


Fig. 1.1 Alineación de la vía con respecto al río.

Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que están asociados:

- Las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural o constructiva (ver fig. 1.2).

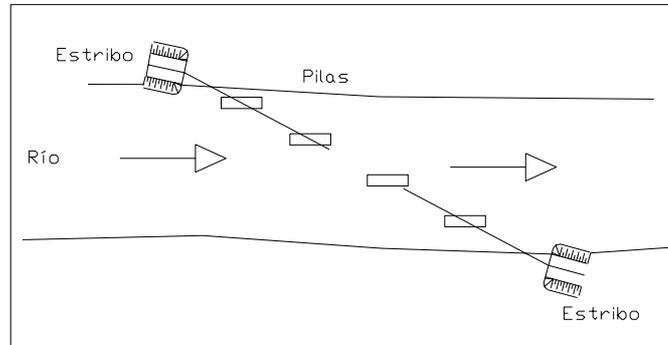


Fig. 1.2 Alineación de pilas y estribos según la corriente.

- Una alineación muy oblicua, casi paralela al río puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce que pueden llegar a obstruirlo. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía y cuanto menos importante es el cauce (un arroyo), pues la vía impone su trazado desconsiderando el carácter específico del cauce (ver fig. 1.3).

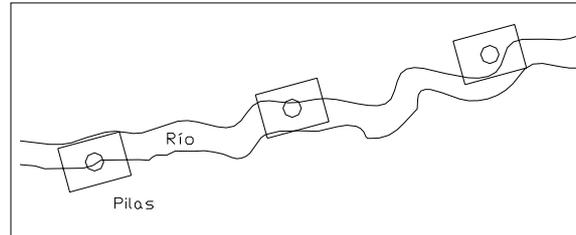


Fig. 1.3 Vía de importancia alineada casi en paralelo con el curso de agua.

1.1.2 Luz y tipo de Estructura

Una vez escogida la ubicación de estructura, es necesario conocer con mayor exactitud las características del terreno y el comportamiento del río. Para esto, deben efectuarse los siguientes estudios de la zona escogida:

- Estudio Topográfico: Debe hacerse un estudio del lugar escogido donde deben incluirse las vías de acceso, determinando curvas de nivel y perfiles de la vía tomados por el eje y por los extremos de la calzada, alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observados.
- Estudio de la hoya hidrográfica: Se debe realizar aguas arriba del proyecto con indicación de pendientes, tipo de suelos, tipo de cultivos, datos pluviométricos, registros de aforos en el sitio del ponteadero, velocidad de corriente, características del río y descripción de los materiales de construcción que se encuentren.

- Recopilación de información: Se debe recopilar los informes técnicos sobre los comportamientos de los puentes existentes sobre el mismo cauce en cercanías al ponteadero escogido, mapas, fotografías aéreas, datos pluviométricos e hidráulicos, lecturas de niveles de río en cuestión de la zona del estudio.
- Estudio de suelo y geotécnicos: El objetivo primordial de estos estudios es determinar la erosión y los parámetros de suelo, con el fin de establecer el tipo cimentación y garantizar la estabilidad de la obra. Como resultado de los estudios geotécnicos, se deben dar los parámetros necesarios que intervienen en el análisis dinámico y diseño sismo-resistente de la estructura según el comportamiento de suelos.

Hay procesos y componentes de la erosión que ocurren independientemente de la existencia del puente (erosión general transitoria y a largo plazo, erosión en curvas, etc), pero también existen otros componentes debidos sólo a la presencia de puentes. Los componentes de la erosión específicos en el caso de un puente son dos: la erosión localizada provocada por el estrechamiento ocasionado por el puente (ocurre en la sección del puente y sus inmediaciones), y la erosión local (ocurre en pilas, estribos y otro elementos mojados o rodeados por la corriente).

Con los estudios realizados podremos conocer la sección hidráulica, la velocidad de la corriente, el gasto mínimo y el gasto máximo en el sitio del ponteadero durante la vida útil de la estructura, características del suelo, si es erosionable o no. Con la ayuda de estos resultados se deberá elegir la luz de la estructura.

En general, un puente puede considerarse formado por dos unidades de obra diferentes: la estructura y la obra de tierras de aproximación (terraplén). La estructura es la unidad cara y la unidad de tierras de aproximación es la unidad barata. Sin embargo, la segunda unidad resta anchura a la sección del río, de ahí que una buena combinación de las dos unidades nos dará la solución económica y segura.

Si disminuimos moderadamente el ancho del río no necesariamente se resta capacidad hidráulica (ver fig. 1.4). El efecto global es una sobre elevación del nivel antes del puente (remanso producido por el puente) . El caudal de agua pasa por igual debajo del puente, pero con una velocidad media mayor a través del vano. De todos modos si la pérdida de anchura superara el estrechamiento crítico el nivel de la sección crecería conforme al calado crítico.

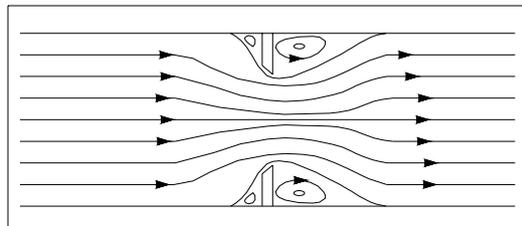


Fig. 1.4 Características hidráulicas del flujo bajo un puente (régimen lento).

Además del efecto de sobre elevación, el aumento de velocidad (por la reducción de anchura) produce erosión del lecho en el área del puente. Estos dos efectos, de sobre elevación y erosión, son los inconvenientes de restar anchura al vano.

Teniendo en cuenta esos efectos, el óptimo económico se encuentra siguiendo este razonamiento: cuanto mayor es la longitud de terraplén y menor la longitud de la estructura, la obra del puente será más barata, pero más caros los efectos: costo del remanso creado por el puente y costo de las obras para cimentarlo a mayor profundidad y defenderlo. En otro extremo, cuanto más larga es la estructura y más corto es el terraplén, la obra del puente es más cara pero sus efectos son menos costosos. También influye en la decisión la existencia de otros puentes próximos. Finalmente, es importante el factor psicológico: qué apariencia tendría el puente o cómo lo percibiría la población.

La problemática de reducción del ancho se presenta con un nuevo aspecto en el caso particular de ríos con cauce principal y llanuras de inundación bien diferenciadas. El puente sería extremadamente antieconómico si hubiera de salvar todo o parte de la anchura de la llanura mediante una estructura. La ocupación de parte de la llanura con el terraplén es así inevitable. Ahora bien, podríamos distinguir el caso en que el cauce principal representara casi toda la capacidad de desagüe del río (porque la avenida de proyecto desbordase muy poco) del segundo caso en que las llanuras de inundación contribuyeran sensiblemente a la capacidad.

En el primer caso la llanura sirve más bien como un almacenamiento temporal de agua y la discusión sobre la anchura puede aplicarse a la luz sobre el cauce principal. Tan sólo para facilitar el vaciado y el llenado de la llanura conviene dejar pontones en el terraplén.

En el segundo caso, una solución técnica y económica consiste en un vano secundario en la llanura (ver fig. 1.5), llamado también vano de alivio, con una segunda estructura (aunque también puede ser sustituido por un área de vano equivalente en forma de múltiples secciones prefabricadas menores). El objetivo del vano de alivio es colaborar al desagüe, en particular a dar paso al caudal circulante en avenida por la llanura. Con ello contribuye a reducir la sobre elevación aguas arriba y la erosión del cauce principal. También suele tener un efecto psicológico de alivio frente al aspecto de obstrucción de un terraplén extendido en toda la llanura.

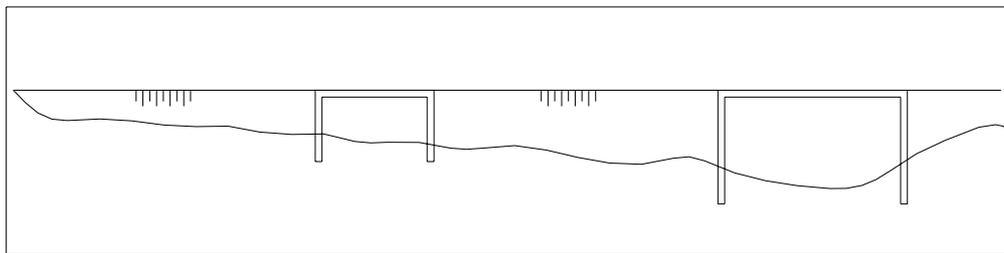


Fig. 1.5 Vano principal y vano de alivio

Una vez determinada la luz total de la obra se debe elegir el tipo de sistema estructural que se empleará. La tabla 1.1 muestra los rangos de luces para los diferentes tipos de puentes. Para elegir el tipo de puente, también se debe considerar la estética de la obra que debe guardar armonía con los alrededores, el buen servicio y durabilidad de la obra, la facilidad de construcción y la economía del proyecto.

Tabla 1.1 Rango de luces según el tipo de estructura.

Tipo de Estructura	Material	Rango de luces(m)
Losa	C. Armado	0-12
	C. Preesforzado	10-40
Vigas	C. Armado	12-25
	C. Preesforzado	25-325
	Acero	30-300
Arco	Concreto	80-390
	Acero	130-400
	Acero Ret.	240-520
Reticulado	Acero	100-600
Atirantado	Concreto	50-450
	Acero	100-1000
Colgante	Acero	300-2000

Puentes, Análisis Diseño y Construcción. ACI, American Concrete Institute, Capitulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería., Lima 1993.

1.1.3 Forma geométrica y dimensiones

Una vez elegida la ubicación y tipo de puente, es necesario considerar, para el diseño geométrico del puente, las recomendaciones que da el Manual de diseño geométrico DG-99 - MTC. Estas recomendaciones apuntan a producir niveles aceptables de visibilidad, comodidad, seguridad y de servicio en general.

Como regla general, se debe conservar el ancho de la calzada. En las estructuras normales de luz no superior a unos 20 m, debería conservarse también el ancho de bermas. Pero en obras de características especiales por su longitud, luz o altura puede ser económico reducir el ancho de las bermas, si el tráfico de peatones es muy escaso, no hay aceras y se disponen las barreras al borde de las bermas.

En caso contrario se debe disponer un paso para peatones (o para personal de mantenimiento), por medio de una acera separada de la berma por barreras y protegerla por una barandilla. En zonas urbanas se suele emplear secciones análogas a las de las calles.

Si por razones de mantenimiento o de flujo peatonal, se requiera dotar de veredas al puente, éstas se separaran de la berma por medio de barreras y se debe proteger los bordes con barandas, siendo el ancho mínimo de las veredas de 0,75 m.

En todo caso, el MTC tiene la potestad de aprobar casos excepcionales tanto por debajo del mínimo como exigir secciones de estructuras mayores que estos mínimos en aquellos casos en que las características del trazado o del tránsito lo recomienden, así como el derecho de autorizar secciones especiales para puentes de longitud o de luces excepcionales.

El diseño geométrico en puentes debe satisfacer además de las Normas Peruanas de Puentes, las siguientes restricciones:

1. En los cruces sobre vías vehiculares y férreas deben preverse futuros trabajos tales como ampliación de la vía.
2. Cuando el puente es para superar un río o canal, el alineamiento horizontal de la carretera en el tramo del puente puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al eje de la corriente del agua.
3. El peralte utilizado en puentes localizados en curvas horizontales o zonas de transición debe cumplir con el diseño geométrico especificado en la vía y no debe superar el valor máximo permitido.
4. Gálibos:
 - Sobre corrientes de agua, relativamente limpias en toda época: mínimo 2,0 metros por encima del nivel de aguas máximas.
 - Sobre corrientes de agua que en algunos periodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos: mínimo 2,5 metros por encima del nivel de agua máximas, para el período de retorno que establezcan los correspondientes términos de referencia.
 - Sobre carreteras: mínimo 5,50 metros para vías principales rurales y urbanas y 5.00 metros para otras vías, por encima de la rasante de la carretera.
 - Sobre vías férreas: mínimo 5,50 metros. Se debe solicitar aprobación del MTC.
 - Sobre ríos navegables: se debe hacer la consulta al MTC.
5. Sección transversal: en toda la longitud del puente se mantendrá la sección transversal típica del ramo de la carretera en el cual se encuentra el puente. Dicha sección debe comprender las bermas, aunque la norma permite algunas reducciones según el tipo de velocidad, terreno, y clasificación de la vía.
6. En el alineamiento vertical del puente no habrá más limitaciones que las propias del diseño geométrico del tramo dónde esté ubicado, es decir en ningún caso un puente limitará el diseño vertical de una carretera.

1.1.4 Obras de arte y complementarias

Por otra parte, las obras de arte deben incorporarse al trazado de una manera fluida y natural, así como éste debe ser compatible con la geometría del accidente topográfico que obliga la construcción de la estructura.

También es necesario para el buen funcionamiento del puente el buen diseño de las obras complementarias tales como barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y si fueran necesarios el empedramiento de taludes, iluminación y rectificación del cauce.

Estas obras de encauzamiento son necesarias cuando se teme por el puente. Por ejemplo, el caso de un río meandriforme en el que se construye un puente con terraplenes sobre la llanura de inundación y una estructura sobre el cauce principal. El agua no pasa

perpendicularmente bajo el puente se reduce la capacidad hidráulica del puente y las pilas y estribos sufrirán la incidencia oblicua del agua

Para contrarrestar estos efectos se requieren obras que estabilicen el río orientándolo hacia el vano del puente. Se puede utilizar espigones para el caso de ríos trezados y defensa de márgenes en el caso de ríos meandriformes. Además, como obras especiales pueden destacarse los diques de guía, cuyo objetivo es dirigir el flujo del río hacia el vano en dirección perpendicular al vano.

1.2 Tipos de puentes

A continuación, describiremos los principales criterios de clasificación de puentes.

1.2.1 Según su utilidad

La utilidad de los puentes puede ser muy distinta. Los más modernos son los viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM). Entre los distintos puentes tenemos:

- Puentes peatonales.
- Puentes para carreteras.
- Puentes para vías férreas.
- Puentes para el paso de tubería.
- Viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM).

1.2.2 Según el material

En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero pero la losa puede ser de concreto. Los tipos más usados son:

- Puentes de madera.
- Puentes de concreto reforzado o preesforzado.
- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos (metal con concreto).

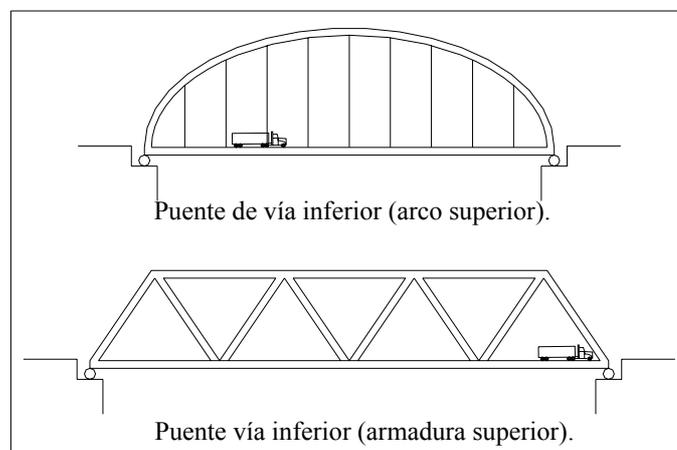


Fig. 1.6 Puentes de vía inferior.

1.2.3 Según la localización de la calzada

Esta clasificación está basada en la ubicación de la vía o calzada con respecto a la estructura (armadura o arco).

- Puentes de calzada o vía inferior (ver fig. 1.6).
- Puentes de calzada o vía superior (ver fig. 1.7).

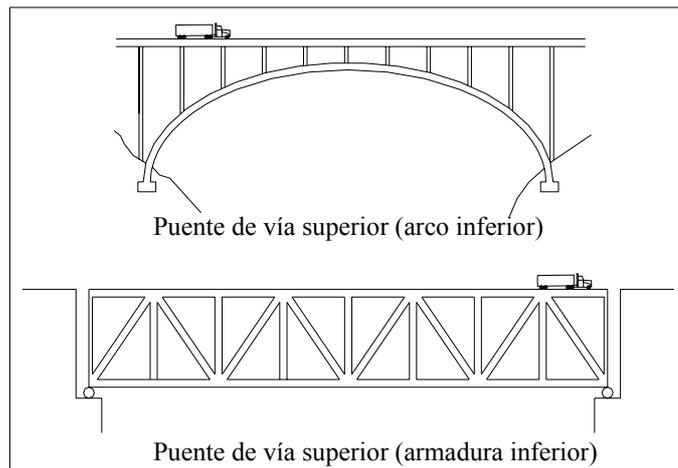


Fig. 1.7 Puentes de vía superior

1.2.4 Según el tipo sistema estructural

Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, presentamos los principales esquemas estructurales:

1.2.4.1 Puentes tipo viga

Los puentes tipo viga son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

- Puentes de tramos simplemente apoyados (una o varias luces simplemente apoyadas). Pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas (ver fig. 1.8). Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.

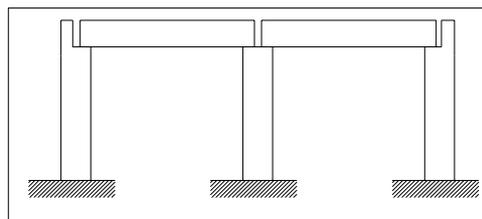


Fig. 1.8 Puente de vigas simplemente apoyadas.

- Puentes isostáticos con voladizos (Gerber). Existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo (fig. 1.9). En general, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas simplemente apoyadas. En la actualidad, este tipo de puentes se ha dejado de utilizar.

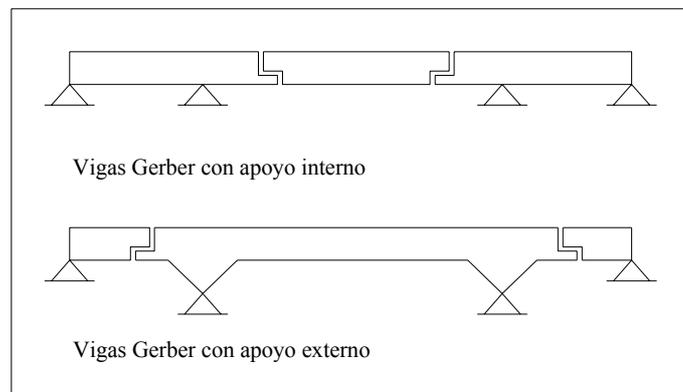


Fig. 1.9 Puentes de vigas Gerber.

- Puentes de vigas continuas (ver fig. 1.10). Este tipo de puentes constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas (fig. 1.11), está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vacada en sitio.

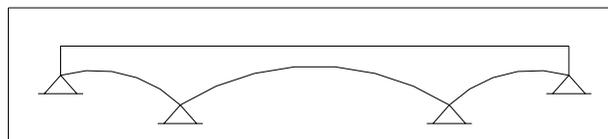


Fig. 1.10 Puente de vigas continuas.

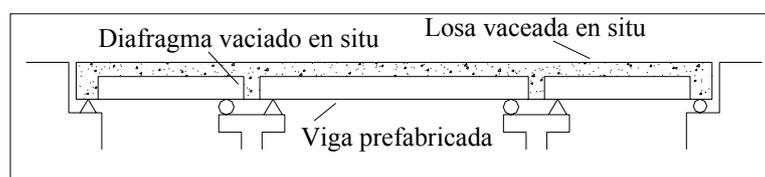


Fig. 1.11 Puente de vigas parcialmente continuas.

1.2.4.2 Puentes de estructura aporricada

La principal característica de estos puentes es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Existen diversos esquemas de pórticos (ver fig. 1.12), entre los principales tipos tenemos:

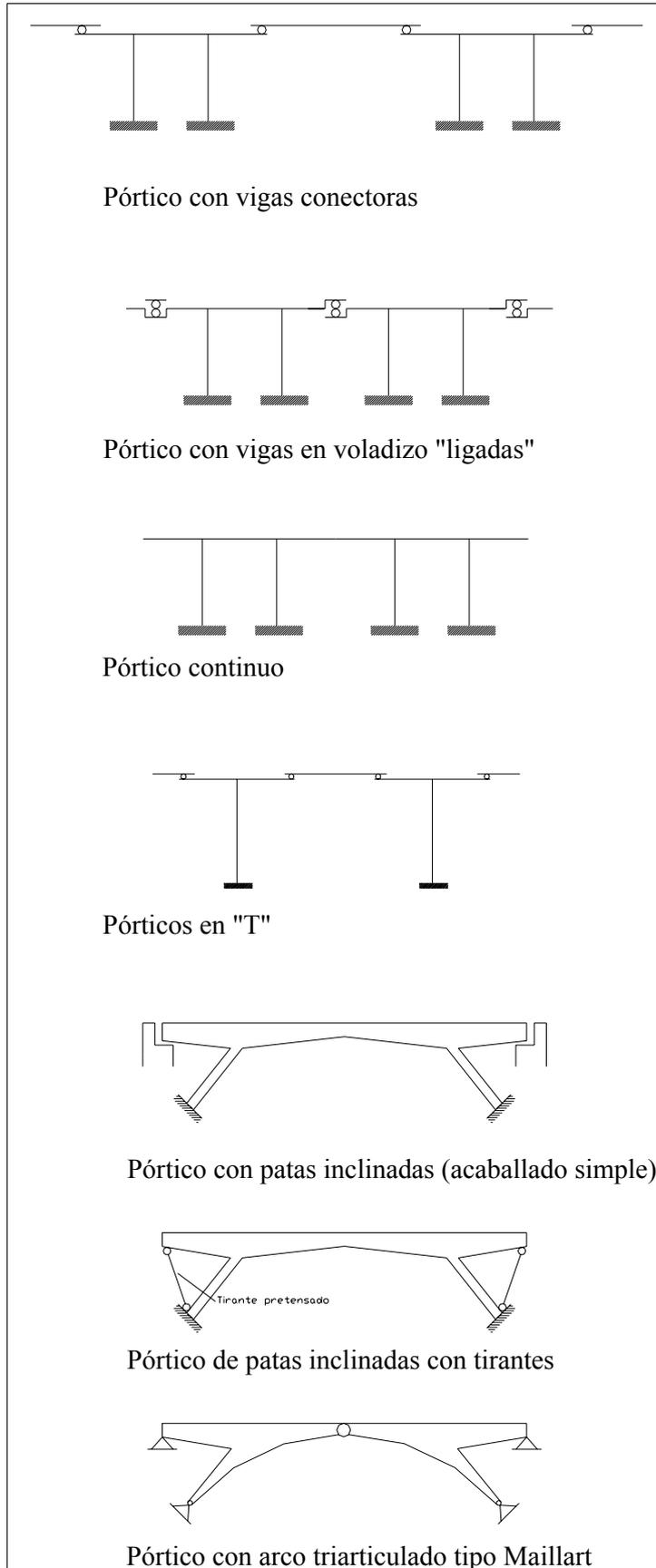


Fig. 1.12 Puentes de estructura aporticada.

- Pórtico con vigas conectoras.
- Pórtico continuo.
- Pórtico con vigas ligadas en voladizo.
- Pórticos en T.
- Puente acaballado simple.
- Puente acaballado con tirantes.
- Arco tri articulado tipo Maillart.

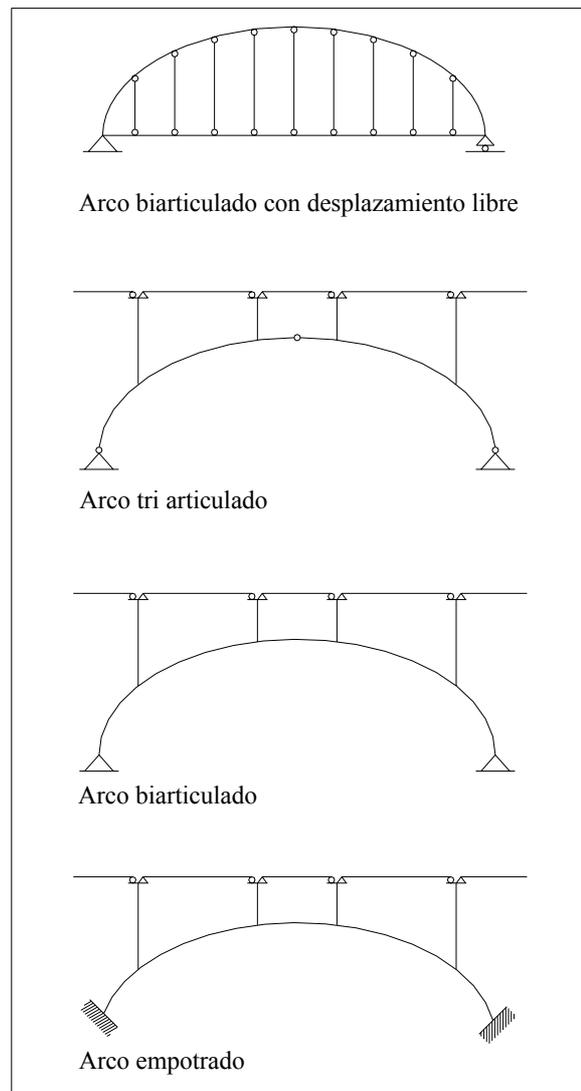


Fig. 1.13 Puentes de arco.

1.2.4.3 Puentes tipo arco

En este caso la estructura principal es el arco. La característica principal del arco es que gracias a su forma transmite gran parte de las cargas en compresión. Debe tenerse en cuenta que los arcos más isostáticos son los más simples de analizar pero sus dimensiones resultan mayores. Además, debe considerarse que las articulaciones son por lo general costosas. En cambio los arcos empotrados suelen alcanzar luces mayores con el inconveniente de hacerse más críticos los efectos de contracción de fragua, variación térmica y deformaciones. Los principales tipos de arco son (ver fig. 1.13):

- Arco tri articulado.
- Arco biarticulado.
- Arco biarticulado con desplazamiento libre.
- Arco empotrado.

1.2.4.4 Puentes reticulados

La estructura principal de este tipo de puentes está conformado por dos reticulados planos paralelos. El reticulado está formado por el ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas (ver fig. 1.14).

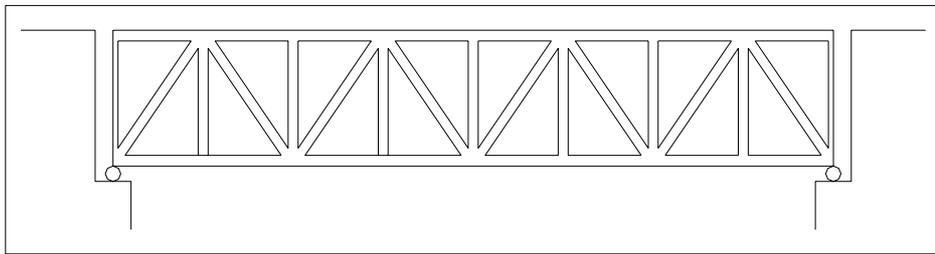


Fig. 1.14 Puente reticulado.

1.2.4.5 Puentes colgantes

Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje (ver fig. 1.15). Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el que la estructura principal (el cable) está sometida principalmente a tracción.

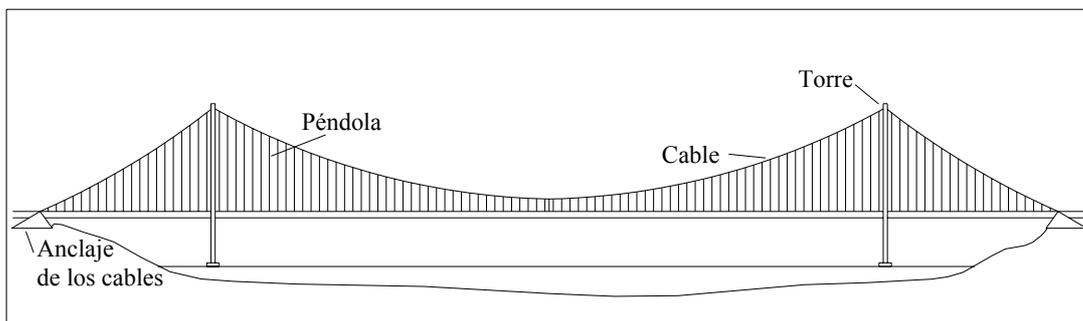


Fig. 1.15 Puente colgante.

1.2.4.6 Puentes Atirantados

Los puentes atirantados son una variedad de puente colgante. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres (ver fig. 1.16). Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

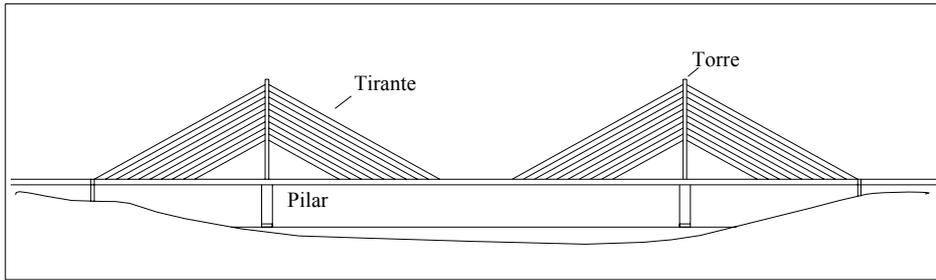


Fig. 1.16 Puente atirantado.

1.3 Puentes tipo viga

Este tipo de puentes son los de principal interés en esta tesis. A continuación, describiremos los principales elementos que componen este tipo de puentes. Más adelante, en el capítulo 2, se presentarán los diferentes tipos de carga a los que se encuentran expuestos estos elementos y en los capítulos restantes se estudiará el diseño de los mismos.

En la fig. 1.17 se presentan los principales elementos de un puente tipo viga. Como se puede apreciar del gráfico un puente tipo viga está conformado por: losa, vigas, estribos y pilares, cimentación, sistemas de apoyos y juntas, y obras complementarias (barandas, separadores, drenaje, etc)

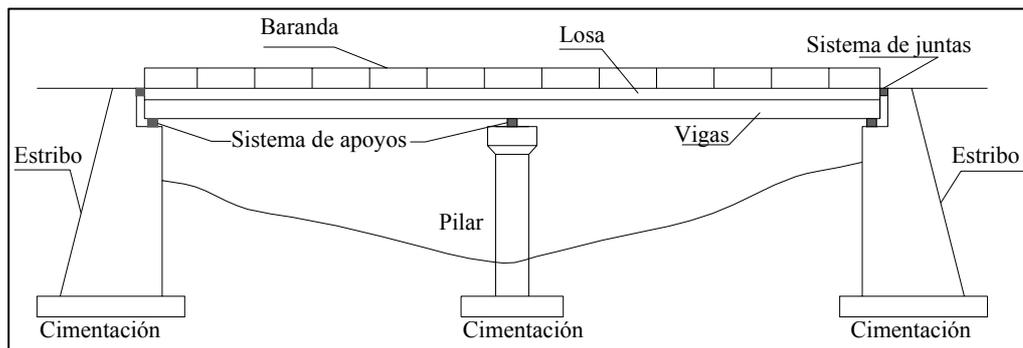


Fig. 1.17 Elementos de un puente tipo viga.

1.3.1 Losa

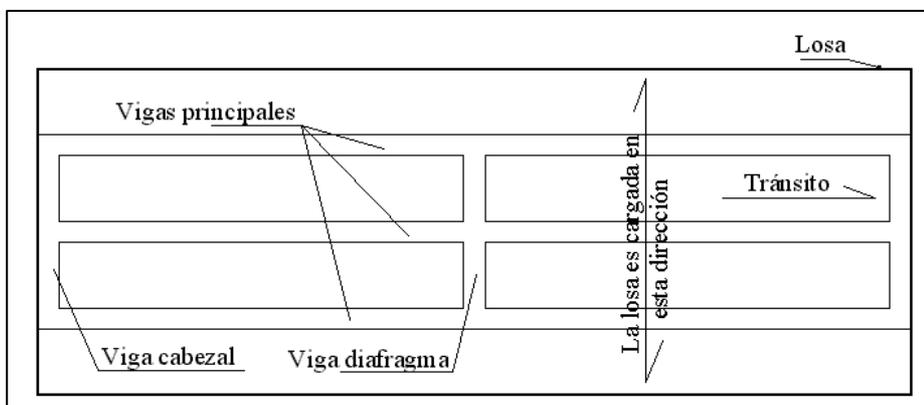


Fig. 1.18 Losa cargada en la dirección transversal al tráfico.

La losa es el elemento estructural que sirve para soportar el tránsito vehicular y peatonal para luego transmitir sus cargas al sistema de vigas. En estos casos la losa es cargada principalmente en la dirección transversal al tráfico (ver fig. 1.18).

En puentes pequeños ($L < 8$ m), la losa puede ser cargada principalmente en la dirección del tráfico (ver fig. 1.19).

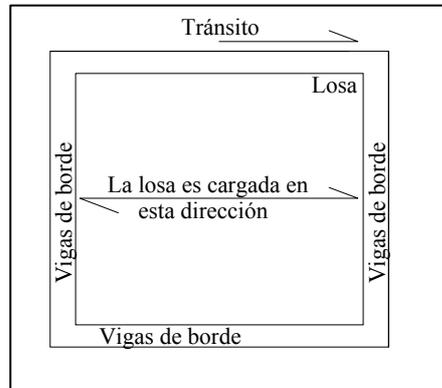


Fig. 1.19 Losa cargada en la dirección del tránsito

Además, para luces grandes (mayores a 5 m.) la losa puede ser aligerada. Esto se puede conseguir usando bloques o ladrillos de arcilla con viguetas espaciadas cada 0.53 m.

Para evitar que los bloques se puedan desprender por la vibración producida por el paso de vehículos no conviene tener más de un bloque entre las viguetas. Herrera Mantilla (1996), recomienda dejar una plaqueta de 2 cm. debajo de los bloques de arcilla, con refuerzo secundario en ambas direcciones (ver Fig. 1.20).

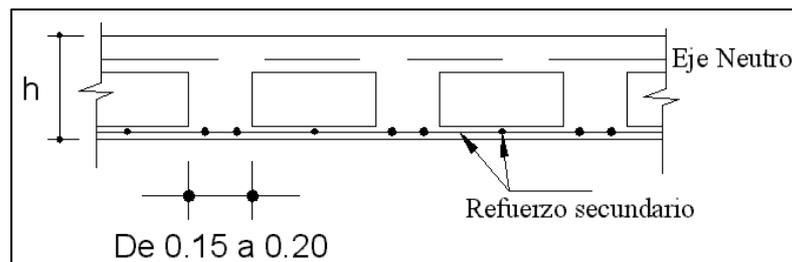


Fig. 1.20 Losa Aligerada con bloques de arcilla.

1.3.2 Vigas

Las vigas constituyen el elemento estructural que soporta la losa. En la actualidad, existen muchos tipos de vigas.

Según la forma de su sección transversal, las vigas pueden ser rectangulares, tee, I, cajón, etc (ver fig. 1.21). Según su material las vigas más comunes pueden ser de madera, concreto o acero. A su vez, las vigas de concreto pueden ser armadas, pretensadas o postensadas.

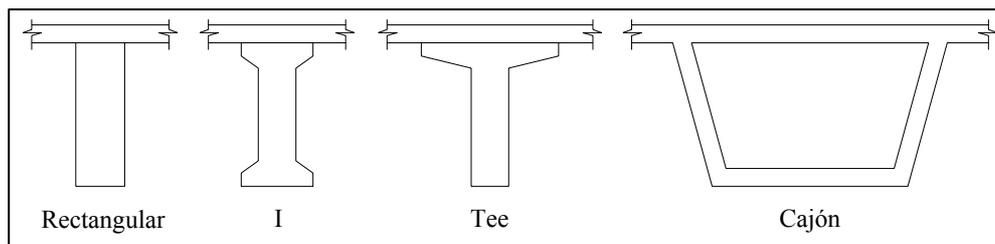


Fig. 1.21 Tipos de vigas.

1.3.3 Subestructura

Las subestructuras están conformadas por los estribos y los pilares quienes tienen la función de soportar a la superestructura (vigas y losa). A su vez, los estribos y pilares transmiten sus cargas a la cimentación y ésta las transmite al terreno.

Los estribos y pilares pueden ser de distintos tipos como veremos más adelante en el capítulo 6. Asimismo, la cimentación puede ser superficial o profunda (pilotes).

1.3.4 Apoyos y juntas

Los sistemas de apoyos tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura (ver fig. 1.21). Asimismo, los sistemas de apoyos restringen o admiten movimientos traslacionales o rotacionales de la superestructura.

Los sistemas de juntas tienen la función de resistir las cargas externas y proveer seguridad al tránsito sobre la brecha entre el puente y el estribo o entre dos puentes. También las juntas deben proveer una transición suave entre los puentes y las áreas adyacentes.

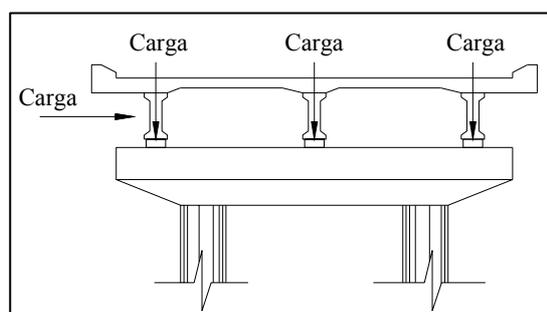


Fig. 1.21 Sistemas de apoyos.

1.3.5 Obras complementarias

El buen funcionamiento del puente requiere de obras complementarias que aseguren la durabilidad de las estructuras y que brinden seguridad y comodidad al tránsito.

Entre las obras complementarias podemos encontrar las barandas, separadores, bermas, losas de transición, cortinas y alas, obras de iluminación, obras de señalización, drenaje, obras de captación, pavimentación, etc. En el capítulo 8, se estudiarán algunas recomendaciones para el diseño de estos elementos.

CAPÍTULO 2: CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

2.1 Introducción

Las cargas que presentamos a continuación están basadas en las especificaciones de AASHTO. En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura.

Igualmente, en este capítulo se presentan los estados límites de diseño de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga. Las abreviaciones utilizadas en este capítulo son las empleadas por AASHTO.

2.2 Cargas

2.2.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC).
- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).

Los elementos estructurales son los que son parte del sistema de resistencia. Los elementos no estructurales unidos se refieren a parapetos, barreras, señales, etc. En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso, se pueden usar los pesos unitarios de AASHTO presentados en la tabla 2.1. La carga muerta de la superficie de revestimiento (DW) puede ser estimada tomando el peso unitario para un espesor de superficie.

Tabla 2.1 Pesos unitarios.

Materiales	Peso Unitario(Kg/m3)
Aluminio	2800
Superficies bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concreto ligeros (incluido refuerzo)	1775
Concreto ligero-con arena (incluido refuerzo)	1925
Concreto normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	1600
Balasto	2450
Acero	7850
Albañilería de piedra	2725
Madera dura	960
Madera suave	800
Rieles para tránsito por vía	300 Kg/ml

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

2.2.2 Cargas transitorias

Las cargas que estudiaremos a continuación comprende las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

2.2.2.1 Cargas de vehículos

Los efectos del tráfico vehicular comparados con los efectos del tráfico de camiones son despreciables. Debido a esto el diseño de cargas de AASHTO ha desarrollado modelos de tráfico de camiones que son muy variables, dinámicos, y pueden ser combinados con otras cargas de camiones.

Esos efectos incluyen fuerzas de impacto (efectos dinámicos), fuerzas de frenos, fuerzas centrífugas, y efectos de otros camiones simultáneos.

a. Cargas debidas al peso de los vehículos

En 1992, Kulicki ajustó un estudio de *Transportation Research Board* (TRB, 1990) a las cargas de camiones presentes y desarrolló un nuevo modelo. Este modelo consiste en tres cargas diferentes:

- Camión de diseño.
- Camión tandem de diseño.
- Línea de diseño.

El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 35kN seguido a 4.3 m de un eje de 145kN y finalmente un eje posterior de 145kN que está ubicado a una distancia variable de 4.3 m a 9.0 m. Este camión de diseño ha sido usado por AASHTO (1996)

Standard Specification y desde 1944 es comúnmente denominado HS20. La H denota Highway, la S denota Semitrailer y 20 es el peso en toneladas americanas.

La segunda configuración es el camión tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110kN espaciados a 1.2 m.

La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 9.3 N/mm y se asume que ocupa una región de 3.0 m transversalmente. Esta carga es similar a la línea de carga usada por AASHTO durante muchos años, excepto que esta no necesita cargas concentradas.

Los efectos (momentos, cortantes, etc) de las cargas del camión de diseño y del tandem de diseño deben ser superpuestos con los efectos de la línea de diseño (ver Fig. 2.1). Se escoge de la Fig. 2.1 entre “a” y “b”, la combinación que produzca los efectos más desfavorables, mientras que la alternativa c es utilizada para calcular el momento interior negativo en los apoyos.

Estas nuevas combinaciones como son descritas en AASHTO (1994) *LRFD Bridge Specifications* son designadas como HL-93 para cargas en carreteras aceptadas en 1993.

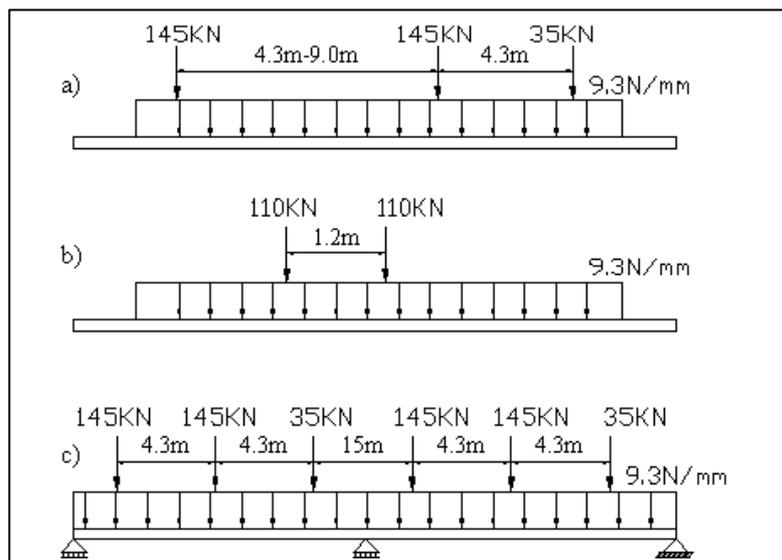


Fig. 2.1 Cargas de diseño de AASHTO.

Esta combinación de cargas distribuidas y puntuales da una desviación mayor a los antiguos requerimientos de *AASHTO Standard Specifications*, donde las cargas eran consideradas separadamente. Es importante entender que estas cargas no son diseñadas para un vehículo o combinación de vehículos, sino que reflejan el espectro de cargas y sus efectos asociados.

En resumen, los tres tipos de carga de diseño deben ser considerados: Camión de diseño, Tandem de diseño, y línea de diseño. Como se mostró en la Fig. 2.1, estas cargas son superpuestas de tres maneras. Los factores de carga de estos casos son ilustrados en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Factores de carga viva.

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tandem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

a.1 Línea de diseño

A continuación aclararemos el concepto de línea de diseño usado en el modelo AASHTO HL-93. Para esto es necesario conocer también el concepto de línea de tráfico.

La línea de tráfico es el número de líneas o rutas que se planea usar para cruzar el puente. El ancho típico de una línea de tráfico es 3.6 m.

En cambio, la línea de diseño es aquella que ocupa la carga dentro de la línea de tráfico. Aquí, ASHTO usa un ancho de 3.0 m para la línea de diseño y el vehículo se ubica en la posición más desfavorable de la línea de tráfico (3.6 m) para los efectos extremos (ver fig. 2.2).

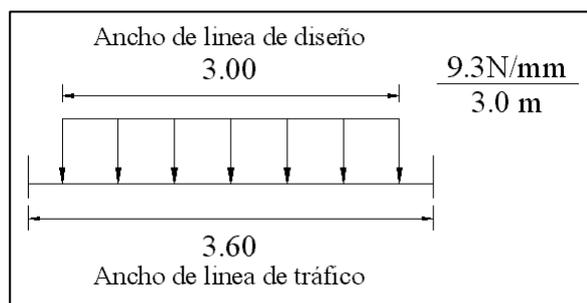


Fig. 2.2 Línea de diseño.

El número de líneas de diseño es la parte entera de dividir el ancho libre de la vía entre 3.6 m. En casos donde el ancho de la línea de tráfico es menor de 3.6 m, el número de líneas de diseño es igual al número de líneas de tráfico y el ancho de línea de tráfico sería el ancho de la línea de diseño. También debe tenerse en cuenta los planes de desvíos, ya que estos suelen alterar los patrones de tránsito.

a.2 Presencia múltiple

Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras con múltiples líneas de diseño pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO provee un factor de ajuste de múltiple presencia que se muestra en la tabla 2.3.

Estos factores no se aplicaran en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

Tabla 2.3 Factores de presencia múltiple "m"

Número de líneas de diseño	"m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

a.3 Cargas de Fatiga

Debido a que la mayoría de camiones no exceden el límite de peso, sería muy conservador usar toda la carga viva del modelo para el análisis de la fatiga. Por eso, la carga de fatiga es únicamente el camión de diseño con el eje variable colocado a 9.0 m y un factor de carga de 0.75. La carga dinámica (IM) debe ser incluida y se asume que se carga una sola línea.

El esfuerzo de fatiga límite depende del rango de carga viva y del número de ciclos de carga y descarga. Este número de ciclos de carga de esfuerzos está basado en el estudio de tráfico. A continuación, se dan algunos parámetros para determinar el número de ciclos de carga y descarga.

El promedio del tráfico diario de camiones *average daily truck traffic* (ADTT) en una sola línea (sl) puede ser estimada como:

$$ADTT_{SL} = p(ADTT)$$

Donde p es la fracción de tráfico que se considera en la línea de diseño. Los valores de p son definidos en la tabla 2.4. Como los patrones de tránsito son inciertos la frecuencia de cargas de fatiga se aplica a todas las líneas.

Tabla 2.4 Fracción de camiones en una línea.

Número de líneas Disponibles a camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.85

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

En muchos casos el ADTT no es conocido y solo se conoce el ADT (promedio diario de vehículos). En esos casos donde no es posible un estudio y el estado límite de fatiga no está controlando el diseño, AASHTO provee una guía de factores para estimar el número de camiones, como se ilustra en la tabla 2.5.

El número de ciclos de rango de esfuerzos se usa para establecer la resistencia disponible (esfuerzo admisible). Este esfuerzo admisible también depende del tipo de material.

Tabla 2.5 Fracción de camiones en el tráfico

Clase de Carretera	Fracción de tráfico
Rurales troncales	0.20
Urbanas troncales	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

a.4 Cargas en la losa y cargas del sistema de barrera

La losa debe ser diseñada para los efectos de carga debido al camión de diseño y el tandem de diseño, cualquiera que cree los máximos efectos. La línea de diseño no se considera en el diseño del sistema de losa ya que generalmente ésta es cargada en la dirección transversal a la línea de tráfico. En puentes tipo losa se debe considerar la línea de diseño cuando la losa es cargada en la dirección longitudinal (paralela a la línea de tráfico).

Si la losa esta en volado (fuera de la viga), comúnmente referida como cantilever, será diseñada para una línea de carga uniforme de 14.6 N/mm ubicados a 0.3 m desde el borde de la vereda o de la baranda como se muestra en la figura 2.3. Esta carga se deriva de la mitad de 220 kN tandem (110 kN) que es distribuida sobre una longitud de 7600 mm . La razón para esta longitud bastante larga es que el sistema de barrera continuo ayuda a distribuir las cargas en una mayor longitud. Si la barrera es discontinua entonces se debe considerar la carga distribuida en una menor longitud (ver Fig. 2.4).

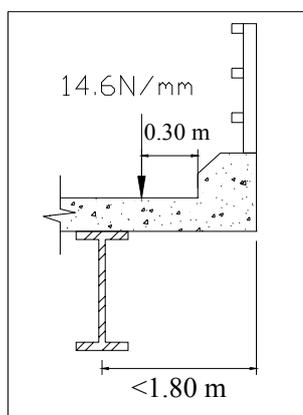


Fig. 2.3 Fuerzas de gravedad en cantilever.

El diseño también debe ser revisado para cargas de choque. Las fuerzas para el sistema de barrera y losa son divididas en tres niveles de funcionamiento “PL” (ver tabla 2.6 y fig. 2.5):

PL-1 se usa para longitudes cortas, estructuras de poco nivel ubicadas en sistemas de carreteras rurales, vías secundarias, y áreas con velocidad reducida y poca cantidad de vehículos pesados.

PL-2 se usa para estructuras de grandes velocidades sobre vías libres, vías expresas, carreteras y áreas con vehículos mixtos pesados y grandes velocidades.

PL-3 se usa para estructuras de grandes velocidades, vías libres con cruces variables de cuestas, curvas con radios reducidos y grandes volúmenes mixtos de vehículos pesados.

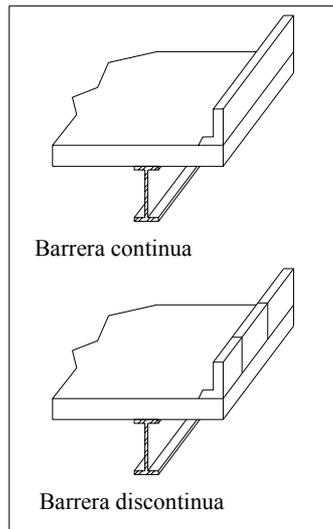


Fig. 2.4 Sistemas de barreras.

Tabla 2.6 Fuerzas del diseño del sistema de barrera.

Fuerzas	Nivel de funcionamiento		
	PL-1	PL-2	PL-3
Ft Transversal (kN)	120	240	516
Fl Longitudinal (kN)	40	80	173
Fv Vertical (kN)	20	80	222
Lt y Ll (mm)	1 220	1 070	2 440
Lv(mm)	5 550	5 500	12 200
Altura mínima de barrera (mm)	510	810	1 020

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

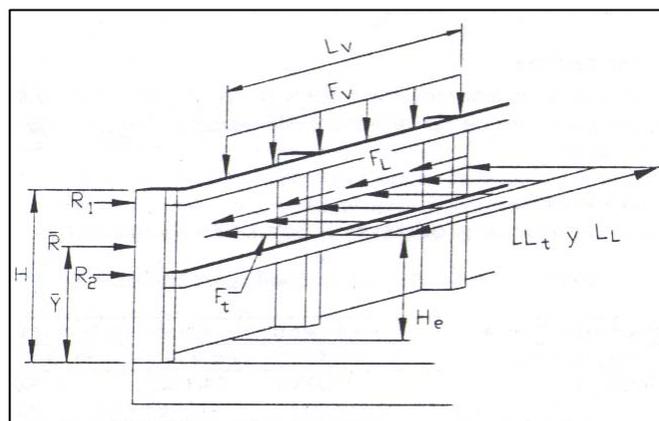


Fig. 2.5 Esquema de fuerzas de diseño del sistema de barrera.

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

b. Efectos Dinámicos (IM)

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión. Esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento.

Las especificaciones de AASHTO usan una simple aproximación para definir el IM como se muestra en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Factores de IM.

Componente	IM(%)
Uniones de losa-Todos los estados limites	75
Otros componentes	
Estados límites de rotura y fatiga	15
Otros estados límites	33

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

En Otros componentes se refiere a vigas, columnas y apoyos (excepto apoyos de elastómeros). Estos factores son aplicados a las cargas estáticas de la siguiente manera:

$$U_{L+1} = U_L(1+IM)$$

Dónde U_{L+1} es el efecto adicional de carga viva y U_L es la carga viva sin considerar el impacto.

c. Fuerza Centrífuga

Un camión puede incrementar o disminuir su velocidad o cambiar de dirección a lo largo de una ruta curvilínea. Todos estos eventos causan fuerzas entre el camión y la plataforma. AASHTO propone la siguiente expresión:

$$F_r = CW$$

Donde:

- $C = \frac{4}{3} \left(\frac{V^2}{Rg} \right)$
- V = Velocidad en m/s.
- R = Radio de curvatura de la línea de tráfico (m).
- F_r = la fuerza aplicada en el centro de masa supuesto a una distancia de 1.8 m de la superficie de la plataforma.
- W = Peso del camión.

Los factores de presencia múltiple pueden ser aplicados a estas fuerzas porque es improbable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente en su totalidad.

d. Fuerzas de Frenado

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente.

Contrariamente la desaceleración debido a los frenos (*braking*) puede crear fuerzas importantes en el puente en la dirección del camión de diseño (ver Fig. 2.6). Los factores de presencia múltiple también se aplican ya que es poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente.

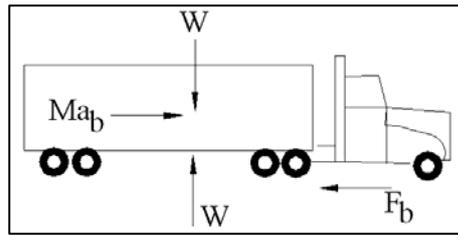


Fig. 2.6 Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.

Las fuerzas de frenado pueden tomarse como el 25% del peso de los ejes del camión de diseño o del camión tandem ubicado en todas las líneas. Para la línea de diseño no se asume fuerzas de frenos. Se asume que esta acción ocurrirá en diferentes momentos cuando el camión de diseño es máximo. También implícitamente los valores de los coeficientes de AASHTO exceden 0.25 para la interfase plataforma-neumático. Se asume que la fuerza de freno actúa horizontalmente a 1.80 m encima de la superficie de rodadura en cualquier dirección longitudinal.

2.2.2.2 Cargas de Peatones

La carga peatonal AASHTO es 3.6×10^{-3} MPa, la cual es aplicada a los lados que integran el puente. En el caso de puentes peatonales que permitan el tráfico de bicicletas, la carga viva será 5.0×10^{-3} MPa.

Las barandas para peatones y/o bicicletas deben ser diseñadas para cargas 0.73 N/mm, transversal y verticalmente en cada elemento longitudinal en el sistema de barandas. Además, como se muestra en la figura 2.7, las barandas deben ser diseñadas para una fuerza concentrada de 890 N aplicada en cualquier lugar y en cualquier dirección.

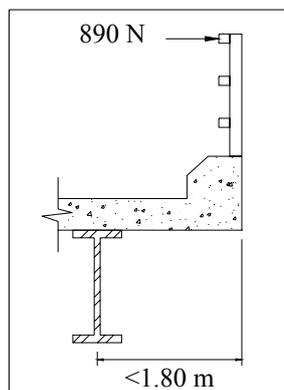


Fig. 2.7 Cargas en barandas peatonales.

2.2.2.3 Fuerzas Debidas a Fluidos

Las fuerzas estructurales debidas al flujo de fluidos (agua o aire) son establecidas por la ecuación de Bernoulli en combinación con unos coeficientes de corrección. De la figura 2.8, “a” es el punto inicial y “b” es el punto estancado con velocidad igual a cero:

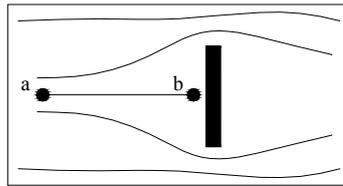


Fig. 2.8 Diagrama de flujo típico.

De la ecuación de Bernoulli: $\frac{1}{2} \rho V_a^2 + P_a + \rho g h_a = \frac{1}{2} \rho V_b^2 + P_b + \rho g h_b$

Asumiendo que a y b están a las misma altura y que la presión aguas arriba es cero, la presión en b será: $P_b = \frac{1}{2} \rho V_a^2$

La relación de la presión promedio con la presión de estancamiento es comúnmente llamada *drag coefficient* o coeficiente de arrastre:

$$P = C_d \frac{1}{2} \rho V_a^2$$

A continuación presentamos las principales cargas laterales debidas a fluidos.

a. Fuerzas de Viento

La velocidad del viento varía con la altura y la rugosidad del terreno que recorre. La velocidad aumenta con la altura como se muestra en la figura 2.9. El parámetro V_g es la velocidad límite de efectos independientemente de cualquier superficie, δ es el espesor de la capa y V_{10} es la velocidad referencial a 10m.

Para puentes a alturas menores a 10m se usará la velocidad V_{10} (a 10 m), para alturas mayores se usará la ecuación de AASHTO para el perfil de velocidad:

$$V_{DZ} = 2.5V_0(V_{10}/V_B)\ln(Z/Z_0)$$

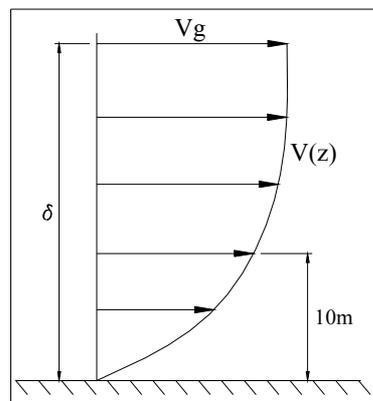


Fig. 2.9 Perfil de velocidad.

V_{DZ} es la velocidad de diseño esperada en Km/h a una altura Z . V_B es la velocidad base del viento a 160 Km/h y V_0 (velocidad de fricción) y Z_0 (longitud de fricción) se obtienen de la

tabla 2.8. La constante 2.5 es la inversa de 0.4 de la constante de Karman. V_{10} es La velocidad a 10m, si no se conoce 160 Km/h es un buen criterio.

Tabla 2.8 Valores de V_0 y Z_0

Condición	Campo Abierto	Semi urbano	Ciudad
$V_0(\text{km/h})$	13.2	15.2	25.3
$Z_0(\text{mm})$	70	300	800

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

La presión sobre la estructura es relacionada con la velocidad base del viento $V_B = 160$ km/h de la siguiente manera:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_D^2}{160^2}$$

Las presiones para la velocidad base de viento son dadas en la tabla 2.9. Adicionalmente la carga lineal producto de la presión del viento no puede ser menor que 4.4N/mm en el barlovento y sotavento para puentes tipo viga. Estas cargas deben considerarse en todas las direcciones y se debe usar los valores extremos para el diseño. También deben considerarse los ajuste de dirección, donde la presión es separada en dos componentes perpendiculares entre sí como función del ángulo de ataque.

Tabla 2.9 Valores de P_B correspondientes a $V_B = 160$ Km/h.

Elemento estructural	Carga de	Carga de
	Barlovento (MPa)	Sotavento (MPa)
Columnas, arcos, armaduras etc	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	N/A
Superficies largas planas	0.0019	N/A

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Sobre los vehículos también debe considerarse una carga de viento de 1.46 N/mm aplicada a 1.8 m sobre la superficie de rodadura.

b. Fuerzas Hidráulicas

El agua que rodea las subestructuras del puente crea fuerzas laterales que actúan directamente sobre la estructura, producto de esto escombros pueden acumularse debajo del puente. Para una $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ en la ecuación deducida anteriormente:

$$P_b = \frac{1}{2} \rho C_d V_a^2 = 500 C_d V_a^2$$

Donde la ecuación de AASHTO es: $P = 5.14 \times 10^{-4} C_d V_a^2$

Donde C_D es el coeficiente de arrastre dado en la tabla 2.10 y V es la velocidad en m/s de diseño del agua. Si la subestructura esta en ángulo con la corriente deben hacerse correcciones (ver especificaciones de AASHTO). Para escombros depositados en las

subestructuras del puente, el área también debe corregirse (ver especificaciones de AASHTO).

Tabla 2.10 Coeficiente Cd.

Tipo	Cd
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Pilar con flujo desviado	1.4
Pilar con cuña con de 90° o menos	0.8

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

2.2.2.4 Cargas Sísmicas

Dependiendo del lugar de ubicación del puente, puede que los efectos sísmicos sean irrelevantes o puede que gobiernen el diseño del sistema de resistencia de cargas laterales. Las especificaciones de AASHTO están basados en los siguientes principios:

- Sismos leves serán resistidos sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Se usarán movimientos del suelo y fuerzas reales en el proceso de diseño.
- La exposición a prolongadas vibraciones no colapsará la estructura del puente, donde los posibles daños serán fácilmente detectables para inspeccionar y reparar.

AASHTO proporciona aplicaciones para puentes convencionales de losas, vigas, vigas cajón y superestructuras cuya luces no exceda 150m. No es aplicable para puentes que exceden los 150m y otros tipos de puentes como puentes colgantes, puentes atirantados, puentes móviles y arcos.

a. Procedimiento para determinar las cargas sísmicas

El primer paso es determinar un diseño preliminar describiendo el tipo de puente, número de losas, la altura de los pilotes, la sección típica de carretera, alineación horizontal y las condiciones del subsuelo. El tipo de conexión entre la losa y la superestructura, entre la superestructura y la subestructura, entre la subestructura y la cimentación también es importante.

El segundo paso es determinar el coeficiente de aceleración que depende del lugar de ubicación del puente. El coeficiente de aceleración se obtiene del mapa de zonificación sísmica del Perú (ver Fig. 2.10).

Dada una localidad, el coeficiente de aceleración tiene una probabilidad del 90% de que ese valor no sea excedido en 50 años. Este valor corresponde al periodo de retorno. Hay un 10% de probabilidad de que un sismo mayor ocurra. En algunos casos, para puentes importantes se debe diseñar para un periodo de retorno de 2500 años.

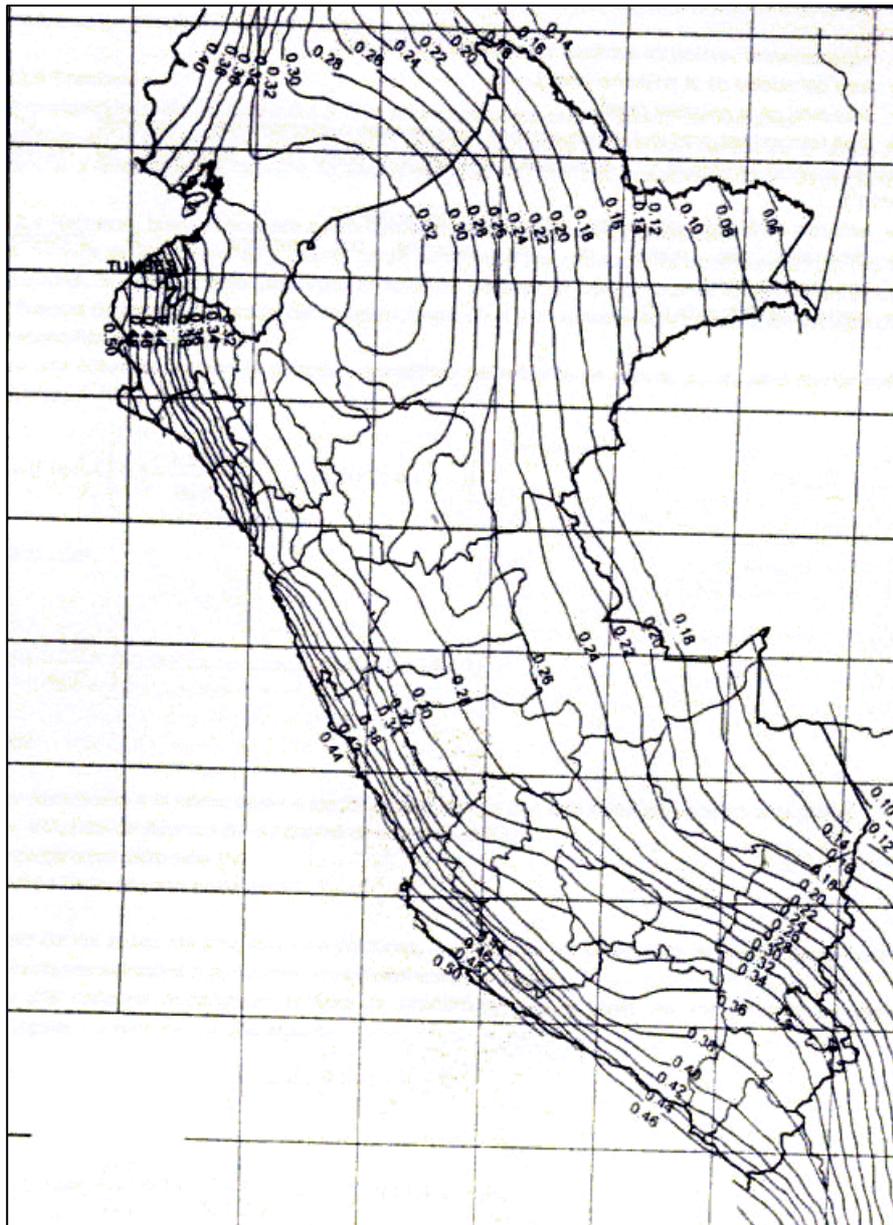


Fig. 2.10 Mapa de distribución de Iso-aceleraciones del Perú.
 Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

El tercer paso la importancia de la categoría del puente. Las estructuras que están en las rutas de hospitales, centros de comunicación, instalaciones militares, plantas de tratamiento de agua, departamentos de bomberos, departamentos de policía, aeropuertos, refinerías, industrias de defensa, ferrocarriles y terminales de camiones deben continuar funcionando y los puentes en estas rutas deben ser clasificados como esenciales. En la tabla 2.11 resume las características de las tres categorías de importancia, se debe tener en cuenta los cambios futuros en el funcionamiento de los puentes.

El cuarto paso es determinar el funcionamiento sísmico de la zona para cada puente. Las zonas sísmicas tienen el mismo riesgo sísmico. Para aceleraciones más grande más grande es el riesgo. Las zonas sísmicas son dadas en la tabla 2.12.

Tabla 2.11 Importancia de la categoría

Categoría de importancia	Descripción
Puentes críticos	Después del sismo diseño (retorno de 475 años) deben estar abierto a todo el tráfico y después de un sismo largo (retorno de 2500 años) debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Puentes esenciales	Después del sismo de diseño debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Otros puentes	Puede cerrarse para ser reparado después de un sismo largo.

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

Tabla 2.12 Zonas sísmicas.

Coefficiente de aceleración	Zona
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Extraído del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

El quinto paso es determinar el coeficiente del lugar S , del cual depende de las condiciones del suelo. Dependiendo de las condiciones naturales del suelo, la aceleración en la superficie puede amplificarse más del doble que la aceleración en la roca. Los coeficientes de lugar S correspondiente a cada tipo de suelo están dados en la tabla 2.13 y los cuatros tipos de suelo son dados en la tabla 2.14.

Tabla 2.13 Coeficientes de lugar "S".

Tipo de suelo	S
I	1.0
II	1.2
III	1.5
IV	2.0

Extraído del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Tabla 2.14 Tipos de suelo.

Tipo	Descripción
I	Roca de cualquier tipo, suelos duros con una profundidad menor a 60 m y los tipo de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca.
II	Suelos duros cohesivos con una profundidad mayor a 60 m y los tipos de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca.
III	Arenas y arcillas de dureza media o blandas con más de 9 m con o sin capas intermedias de arena u otros suelos no cohesivos.
IV	Arcillas blandas o sedimentos con más de 12 m de profundidad.

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Tabla 2.15 Factores de modificación de respuesta-Subestructuras.

Subestructura	Importancia de la categoría		
	Críticos	Esenciales	Otros
Pilares tipo pared-longitudes grandes	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto reforzado			
a. Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o compuesto de acero y concreto			
a. Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

El sexto paso es determinar el factor de modificación de respuesta (R-factores), el cual reduce las fuerzas sísmicas basadas en el análisis elástico del sistema del puente. Los factores de respuesta son dados en la tabla 2.15.

El uso de estos factores generalmente mayores a 1, reconocen que cuando un evento sísmico (periodo de retorno de 475 años) ocurre, la energía es disipada por deformaciones inelásticas en la subestructura. Si un eventos sísmico grande (periodo de retorno de 2500 años) ocurre, se tendrá que reparar las zonas deformadas, pero si todos los componentes están propiamente conectados la estructura no colapsará. Los factores R para la transmisión de fuerzas internas según el tipo de conexión son dados en la tabla 2.16.

Tabla 2.16 Factores de modificación de respuesta-Conexiones.

Conexión	Todas las categorías
Superestructura con estribos	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes con vigas principales de la superestructura	1.0
Columnas o pilares con la cimentación	1.0

Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

b. Fuerzas de conexión para sismos mínimos

Cuando el suelo vibra debido a sismos, la estructura se mueve debido a las fuerzas inerciales. Estas fuerzas pueden desarrollarse en cualquier dirección y pueden ser restringidas o disipadas según el tipo de unión entre la subestructura y la superestructura. Para un puente de luz simple, la mínima fuerza de diseño de conexión en la dirección restringida es igual al producto del coeficiente de aceleración con la carga muerta asociada con el tipo de conexión.

Los puentes de la zona 1 no requieren un análisis sísmico por eso los valores nominales son especificados para las fuerzas de conexión. Para puentes que tengan ambos apoyos con apoyos elastómeros que ofrecen poca o ninguna restricción, la conexión será diseñada para resistir sólo fuerzas cortantes transmitidas a través de los apoyos , pero nunca menores a los valores de la carga tributaria muerta multiplicada por los valores dados en la tabla 2.17.

Tabla 2.17 Factores de multiplicación para fuerzas de conexión en la zona sísmica 1.

Coeficiente de aceleración	Tipo de suelo	Factor
A < 0.025	I o II	0.1
	III o IV	0.2
0.025 < A < 0.09	todos	0.2

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

c. Combinaciones de las Fuerzas Sísmicas

Debido a que la dirección del sismo es desconocida se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares. Para puente curvos, la fuerza longitudinal se toma en la línea que une los dos apoyos. Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

$$\text{Caso 1: } 1.0 F_L + 0.3 F_T$$

$$\text{Caso 2: } 0.3 F_L + 1.0 F_T$$

F_L = Es la fuerza en la dirección Longitudinal del puente.

F_T = Es la fuerza en la dirección Transversal al puente.

d. Coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2AS/T_n^{2/3} \leq 2.5A$$

Donde:

T_n = Periodo de vibración del “n-ésimo” modo.

A = Coeficiente de aceleración sísmica.

S = Coeficiente del sitio

Tener en cuenta que en suelos tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, el C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A(0.8+4.0 T_n) \leq 2.0A$$

Si el periodo de vibración en cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo será:

$$C_{sn} = 3AS T_n^{0.75}$$

c. Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos

Los requisitos mínimos de análisis del Manual de Diseño de Puentes, se especifican en la tabla 2.18. Para mayores detalles revisar el Manual de Diseño de Puentes .

Tabla 2.18 Requisitos mínimos de análisis

Zona Sísmica	Simplemente apoyados	Puentes de tramos múltiples					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NN	NN	NN	NN	NN	NN	NN
2	NN	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	NN	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4	NN	SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Donde:

NN = No requiere análisis.

UL = Método elástico de carga uniforme.

SM = Método elástico para un solo modo.

MM = Método elástico multimodal.

TH = Método tiempo historia.

2.2.2.5 Fuerzas de Hielo

Las fuerzas de hielo deben ser consideradas cuando la estructura o componentes de la estructura se encuentran localizadas en aguas de climas fríos. Existen fuerzas estáticas cuando se esta cruzado un lago, un reservorio, o un río congelado pero existen grandes fuerzas dinámicas cuando el hielo se rompe formando láminas que golpean la estructura.

En el Manual de diseño de puentes, no se indica como calcular las fuerzas de hielo. Sin embargo, en algunas zonas de nuestro país se podrían presentar estas fuerzas. A continuación se presentan los principales criterios de AASHTO para estimar las fuerzas de hielo

Tabla 2.19 Esfuerzos efectivos del hielo a compresión.

Temperatura promedio del hielo	Condición del hielo	Esfuerzo efectivo
Sobre el punto de derretimiento	Substancialmente desintegrado	0.38 MPa
	Poco desintegrado	0.77 MPa
	Pedazos grandes, internamente sólidos	1.15 MPa
Debajo del punto de derretimiento	Pedazos grandes, internamente sólidos	1.53 MPa

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

a. Resistencia Efectiva del Hielo

La resistencia en el hielo depende de las condiciones que existen al momento de ser formado. Si el hielo es formado en superficie agitadas o rápidamente, el aire será atrapado y tendrá una apariencia sombría. Este hielo no es tan resistente como el que es formado

gradualmente y crece tras largos periodos llegando a tener una sólida y cristalina apariencia. De otro lado si la nieve presente se derrite en tiempos cálidos y luego vuelve a nevar, se formará una nieve granular débil. En realidad, una estructura presenta capas de hielo cristalinas, capas sombrías y capas de nieve lo que hace muy difícil su clasificación. Algunas variaciones de resistencia del hielo son dados por AASHTO en la tabla 2.19.

Es importante mencionar que existe una gran variación en las fuerzas de hielo aun cuando hayan sido formados en condiciones similares o cuando las láminas son muy largas estas pueden rotar, por eso es prudente aun cuando las condiciones locales sean mínimas usar la penúltima resistencia efectiva del hielo de 1.15MPa de la tabla 2.19.

b. Espesor del Hielo

Las fórmulas usadas para predecir las fuerzas horizontales son directamente proporcionales a las resistencias efectivas del hielo, el espesor de las láminas de hielo y la longitud del hielo. Probablemente la mejor manera de determinar el espesor de hielo sea tener un registro histórico de las medidas del hielo. También, es importante una visita al sitio del puente que podrían proveer información del espesor del hielo o del nivel del agua.

Si no se poseen registros de los espesores de hielo, existen modelos matemáticos para determinar su espesor. Para medir la frialdad se usan el termino FDD (*freezing degree day*) o grado de frío promedio diarios, los cuales son acumulados en el FDD_S ó S_f (suma de los FDD). Esta suma puede ser negativa en días cálidos, entonces una nueva suma empieza al día siguiente. Las observaciones muestran que el espesor del hielo es proporcional al cuadrado del S_f. Neill (1981) propuso la siguientes fórmula:

$$T = 33.9 \alpha_r \sqrt{S_f (^\circ C)} \quad (\text{mm})$$

Donde:

T = Espesor del hielo (mm)

S_f = Suma acumulada diaria de FDD en °C.

α_r = Coeficiente de condiciones locales de Neill, ver tabla 2.20.

Tabla 2.20 Factores locales de Neill para estimar el espesor del hielo.

Condiciones locales	α_r
Lagos ventosos sin nieve	0.8
Lago con nieve	0.5-0.7
Rio con nieve	0.4-0.5
Río pequeño protegido con nieve	0.2-0.4

c. Fuerzas Dinámicas horizontales

Cuando una lámina de hielo en movimiento ataca un pilar se asume que el hielo falla en compresión y que la fuerza horizontal en el pilar es proporcional al ancho del área de contacto, al espesor del hielo y al esfuerzo en compresión del hielo. Para igualar el cambio de energía cinética en el trabajo hecho en compresión o aplastamiento del hielo es

necesario determinar la velocidad crítica. La velocidad crítica es la velocidad necesaria para lograr un contacto total de la estructura dentro del hielo.

Las expresiones para las fuerzas dinámicas horizontales de hielo de AASHTO son independientes de la velocidad del hielo, en la que se asume una velocidad mayor que la velocidad crítica.

Para $w/t > 6$ (ancho entre espesor), el movimiento del hielo es gobernado por el aplastamiento del hielo del pilar:

$$F = F_c = C_a p t w$$

$$C_a = (5 t/w + 1)^{0.5}$$

Donde:

p = Resistencia efectiva del hielo de la tabla 2.19 (MPa).

t = Espesor del hielo en mm.

w = Ancho del pilar al nivel de acción del hielo (mm).

F = Fuerza horizontal (N).

Cuando la cara del pilar está inclinada con un ángulo mayor a 15° respecto de la vertical, un conjunto de hielo puede subir al pilar y ocasionar la falla por dobladura. Si $w/t \leq 6$ la fuerza horizontal en Newtons es la que resulte menor de F_c y F_b . Donde F_b se debe toma de la siguiente expresión:

$$F = F_b = C_n p t^2$$

$$C_n = 0.5 / \tan(\alpha - 15^\circ)$$

Donde:

α = Inclinación de la cara del pilar tomado desde la vertical, pero nunca menor de 15° .

Cuando el hielo ataca con ángulo horizontal, se desarrollan fuerzas horizontales. Las fuerzas horizontales F_t son dadas por AASHTO, depende del ángulo β de la cara del pilar que rompe el hielo (ver Fig. 2.11).

$$F_t = \frac{F}{2 \tan\left(\frac{\beta}{2} + \theta_f\right)}$$

F = La fuerza horizontal F_c o F_b calculada de las ecuaciones.

β = Angulo horizontal entre las dos caras del pilar. Para un pilar plano $\beta = 0$, y para un pilar curvo β puede ser 100° .

Las fuerzas longitudinales y transversales debidas a fuerzas de hielo se asume que actúan directamente sobre el pilar. Cuando el movimiento del hielo es paralelo al eje del pilar necesitan ser investigadas las dos combinaciones de carga:

- Una fuerza longitudinal F combinada con una fuerza transversal de $0.15 F_t$.
- Una fuerza longitudinal de $0.5F$ combinada con una fuerza transversal de F_t .

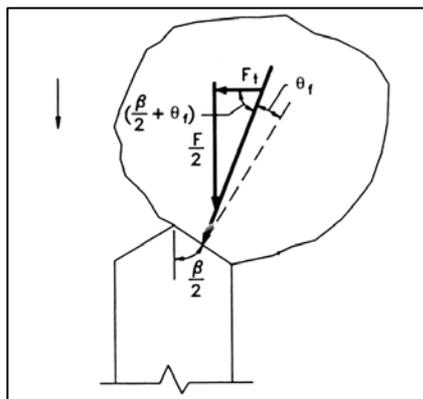


Fig. 2.11 Fuerzas transversales del hielo cuando falla sobre una porción del pilar.
Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

En regiones donde las fuerzas de hielo son importantes no se recomienda pilares delgados y/o flexibles ya que la interacción hielo – estructura puede amplificar las fuerzas de hielo.

d. Fuerzas Horizontales Estáticas de Hielo

Cuando el hielo se mueve muy lentamente, su inercia puede ser olvidada y considerarse que las fuerzas del hielo son estáticas. Las mayores fuerzas de hielo son de origen térmico y ocurren cuando en un lado de la estructura hay agua y en el otro extremo hay hielo.

La predicción de las fuerzas térmicas de hielo es difícil ya que estas depende del cambio de temperatura y del coeficiente de expansión térmica $0.000\ 054/^{\circ}\text{C}$ ($0.000\ 030/^{\circ}\text{F}$). Si el empuje térmico es calculado asumiendo que el hielo falla por compresión y usando los valores de resistencia de la tabla 2.19, las cuales desprecian el deslizamiento, la carga lateral calculada será muy grande. Wortley en 1984 dio unos valores razonables para el Great Lakes del empuje térmico desde 73kN/mm hasta 146kN/mm . Si existen condiciones que restringen el movimiento biaxial como en un puerto, el empuje térmico puede duplicarse desde 146kN/mm a 292kN/mm .

e. Fuerzas Verticales de Hielo

Cambios en el nivel del agua causan que el hielo adherido a la estructura bajen creando fuerzas verticales. El cortante está limitado por el esfuerzo entre el hielo y la superficie de la estructura, por el cortante resistente del hielo y por la falla debida a deformaciones de la lámina de hielo a cierta distancia de la estructura. Asumiendo que no hay deslizamiento entre la interfase hielo – estructura y no hay fallas por cortante, ocurrirá una falla por deformación del hielo. Si el nivel del agua baja, el hielo adherido a la estructura se colgará como una carga muerta (peso del hielo = 9.0kN/m^3). Si el nivel del agua sube, la lámina de hielo transmitirá una fuerza de levantamiento que podría desplazar la carga muerta de una

estructura ligera. AASHTO da las siguientes expresiones para las máximas fuerzas verticales sobre el puente:

Para una sección circular:

$$F_v = 0.3t^2 + 0.0169Rt^{1.25} \quad (\text{N})$$

Para una sección rectangular:

$$F_v = 2.3 \times 10^{-3}t^{1.25} \quad (\text{N/mm})$$

t = Espesor del hielo en mm.

R = Radio de la sección en mm.

f. Cargas de Nieve sobre la Estructura

Generalmente la nieve no es considerada excepto en zonas extremas nevadas, donde la nieve no es posible remover, e incluso puede exceder la carga viva de los vehículos. En algunos lugares montañosos se puede encontrar cargas mayores a 33.5 KPa. En estas áreas los registros históricos y la experiencia local puede ser usada para determinar la magnitud de la carga.

2.2.2.6 Fuerzas debido a deformaciones

a. Temperatura

Dos tipos de temperatura deben ser considerados en el análisis de la estructura. El primer tipo es el cambio de temperatura uniforme. Este tipo de cambio de temperatura afecta puentes largos y cortos, y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente. Este tipo de deformación se muestra en la figura 2.12 (a). El segundo tipo cambio de temperatura es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento como se muestra en la figura 2.12 (b).

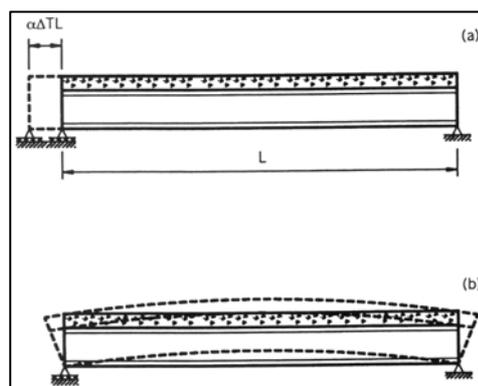


Fig. 2.12 (a) Temperatura que induce dilatación y (b) temperatura que induce curvatura.

Expuesta a los rayos del sol, la plataforma del puente se calienta más que las vigas debajo de la plataforma, lo que hace que las vigas intenten curvarse hacia arriba. Si es restringido por soportes internos o por no intencionales restricciones se producirán fuerzas internas. Si

es completamente libre se producirán esfuerzos internos debidos a la distribución lineal de temperatura, como en el caso de vigas simplemente apoyadas.

El rango de temperatura es usado para establecer el cambio de temperatura en el análisis. Para determinar estos rangos de temperatura AASHTO define dos condiciones climáticas: moderado y frío. Un clima moderado es cuando el numero días fríos por año o FDD es menor a 14. Un día frío es cuando la temperatura es menor que 0°C. La tabla 2.21 da los rangos de temperatura.

Tabla 2.21 Rangos de Temperatura en °C.

Clima	Acero o Aluminio	Concreto	Madera
Moderado	-18 a 50	-12 a 27	-12 a 24
Frío	-35 a 50	-18 a 27	-18 a 24

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Como el gradiente de temperatura es mayor en unas zonas que otras. El gradiente de temperatura está definido en la tabla 2.22. Este gradiente se considera también para el cambio de temperatura uniforme. Normalmente este dos tipos están separados en el análisis. Los gradientes de temperatura son ilustrados en la figura 2.13.

Tabla 2.22 Gradientes de temperatura en °C.

Zona	Superficie de concreto		50 mm de Asfalto		100 mm de Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Extraído del Manual de Diseño de Puentes., MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

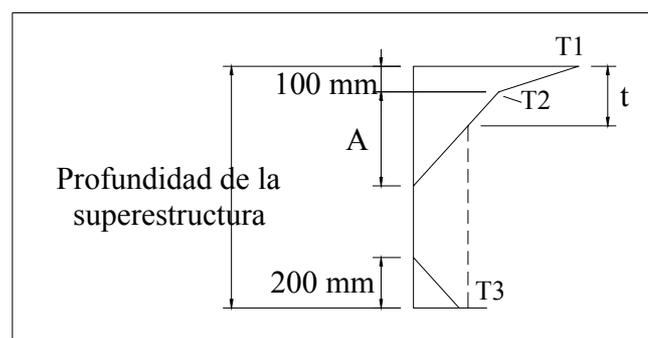


Fig. 2.13 Gradientes de Temperatura.

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Un incremento de temperatura es considerado positivo en AASHTO. La temperatura t_3 es menor a cero determinado del sitio específico de estudio, pero en ningún caso es mayor a 3°C. En la figura 2.13 la dimensión A es determinada de la siguiente manera:

$A = 300\text{mm}$ para estructuras cerradas de concreto con 400mm o mas de espesor. Para estructuras menos profundas puede usarse un valor de 100mm menor que el espesor actual.

$A = t - 100\text{mm}$ para estructuras de acero.

t = Espesor de la losa.

b. Creep y Shrinkage (Flujo plástico y contracción de fragua)

Los efectos del creep y del shrinkage en el concreto producen esfuerzos sobre la estructura, la fatiga y la serviciabilidad. Estos efectos tienen especial importancia en el concreto preesforzado y en superestructuras con grandes volúmenes de concreto. Adicionalmente el creep también se encuentra en estructuras de madera. Para mayor información revisar el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DCGF.

c. Asentamientos

Los movimientos de los apoyos pueden ocurrir debido a deformaciones elásticas o inelásticas de las cimentaciones. Las deformaciones elásticas incluyen movimientos que afectan la respuesta del puente a otras cargas pero no se verán deformaciones permanentes.

Esas deformaciones pueden ser modeladas aproximando la rigidez de los apoyos en modelos de análisis estructural. Las deformaciones inelásticas tienden a ser permanentes. Dichos movimientos incluye asentamientos debidos a consolidación, inestabilidad o fallas de la cimentación. Algunos de estos movimientos resultan de las cargas aplicadas al puente y pueden ser modelados en los soportes estructurales.

Otros movimientos se atribuyen al comportamiento de la cimentaciones, independientemente de las cargas. Estos movimientos son tratados como cargas y son llamados deformaciones de los soportes impuestos "*impose support deformations*". Estas deformaciones pueden ser estimadas según las características geotécnicas del lugar y del sistema envuelto.

2.2.2.7 Cargas de colisión

a. Colisión de Embarcaciones

Las fuerzas de colisión sobre los pilares debe ser considerada en aguas navegables para mayor información revisar las normas de AASHTO.

b. Colisión de Trenes

Si un puente se localiza cerca de la ruta de ferrocarriles , existe la posibilidad de colisión con el puente como resultado del descarrilamiento del tren. Los pilares y estribos con 9000mm al borde de la carretera o a una distancia de $15\ 000\text{mm}$ del centro de línea de camiones deben ser diseñados para $1800\ \text{kN}$ a una distancia de 1200mm sobre el suelo.

c. Colisión de Vehículos

La fuerza de colisión de vehículos con parapetos o barreras crea fuerzas que también deben ser consideradas.

2.3 Estados Límites y combinación de cargas

2.3.1 Estados Límites

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$n \sum \gamma_i q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para lo cual: $n = n_D n_R n_I > 0.95$

γ_i = Factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza).

ϕ = Factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los valores de resistencia nominal).

n = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

n_D = Factor de ductilidad.

n_R = Factor de Redundancia.

n_I = Factor de importancia operativa.

q_i = Efectos de fuerza.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia factorizada.

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ se asigna a todos los estados límites menos al estado límite de resistencia.

2.3.1.1 Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivados solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

2.3.1.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

2.3.1.3 Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estos límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los siguientes:

• Flexión y tracción de concreto reforzado	0.90
• Flexión y tracción de concreto preesforzado	1.00
• Corte y torsión:	
Concreto de densidad normal	0.90
Concreto de baja densidad	0.70
• Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos	0.75
• Aplastamiento del concreto	0.70
• Compresión de modelos reticulados	0.70
• Compresión en zonas de anclajes:	
Concreto de densidad normal	0.80
Concreto de baja densidad	0.65
• Tracción en el acero en zonas de anclaje	1.00

Para elementos en flexo compresión ϕ puede incrementarse linealmente al valor por flexión conforme la resistencia factorada por carga axial, ϕP_n , disminuye de $0.10f'_c A_g$ a 0. Para elementos parcialmente preesforzados en flexión con o sin tracción, el valor de ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 0.90 + 0.10(\text{PPR})$$

Donde:

$$\text{PPR} = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

PPR = Relación de preesforzado parcial.

A_s = Área de refuerzo no preesforzado.

A_{ps} = Área de acero preesforzado.

f_y = Resistencia a la fluencia (MPa)

f_{py} = Resistencia a la fluencia del acero preesforzado (Mpa)

2.3.1.4 Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo importante o durante inundaciones o choques, ocurridos posiblemente en condiciones muy especial.

2.3.1.5 Ductilidad

El sistema estructural del puente será proporcionado de tal forma que asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es mayor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de los componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad están satisfechos.

Los valores n_D para el estado límite de resistencia:

$n_D = 1.05$ para componentes y secciones no dúctiles.
 $n_D = 0.95$ para componentes dúctiles.

Los valores n_D para los demás estados límite:

$n_D = 1.0$

2.3.1.6 Redundancia

Aquellos elementos cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos cuya falla no se espera que produzcan el colapso del puente no se diseñarán en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Los valores n_R para el estado límite de resistencia:

$n_R = 1.05$ para componentes y secciones no redundantes.

$n_R = 0.95$ para componentes redundantes.

Los valores n_R para los demás estados límite:

$n_R = 1.0$

2.3.1.7 Importancia operativa

Este artículo sólo aplica a los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente o un componente tiene importancia operativa. En todos los casos n_I estará comprendido entre los valores de 1.05 y 0.95, en función de su importancia.

2.3.2 Combinación de cargas

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura. A continuación presentamos la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes:

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.
 DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.
 DW = Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
 EH = Presión de tierra horizontal.
 ES = Carga superficial en el terreno.
 EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR = Fuerza de frenado.
 CE = Fuerza centrífuga vehicular.
 CR = "Creep" del concreto.
 CT = Fuerza de choque vehicular.

CV	= Fuerza de choque de barcos.
EQ	= Sismo.
FR	= Fricción.
IC	= Carga del hielo.
IM	= Impacto.
LL	= Carga viva vehicular.
LS	= Carga viva superficial.
PL	= Carga viva peatonal.
SE	= Asentamiento.
SH	= Contracción.
TG	= Gradiente de temperatura.
TU	= Temperatura uniforme.
WA	= Carga de agua y presión del flujo.
WL	= Carga de viento sobre la carga viva.
WS	= Carga de viento sobre la estructura.

La carga total factorizada será:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

q_i = Carga especificada.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 2.23 y 2.24.

Esta ecuación tendrá que ser cumplida por los estados límites siguientes:

Resistencia I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

Resistencia II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

Resistencia III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.

Resistencia IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.

Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo.

Evento Extremo II: Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control del deflexiones.

Servicio II: Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

Tabla 2.23 Combinaciones de carga y Factores de Carga.

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación					
									SE	EQ	IC	CT	CV	
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	γ_p	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	γ_p	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	γ_p	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA Sólo LL, IM, CE.		0.75												

Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Fatiga: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga para las combinaciones serán tomados de la tabla 2.23. Los factores de carga de las cargas permanentes serán tomados de la tabla 2.24. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación serán investigados los efectos máximos positivos y negativos.

En combinaciones de carga donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de la otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora. De la misma manera cuando la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de la carga permanente.

Para el cálculo de las deformaciones será usado el mayor factor de carga TU, CR y SH, para otros cálculos se usarán los valores mínimos de factor de carga.

Tabla 2.24 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra	Activa	0.90
	En reposo	1.35
EV: Presión vertical de tierra	Estabilidad global	N/A
	Estructuras de retención	1.00
	Estructuras rígidas empotradas	0.90
	Pórticos rígidos	0.90
	Estructuras flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas	0.90
	Alcantarillas Metálicas	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Extraído del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos.

El factor de carga para TG y SE será determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I (sismo), será determinado para cada proyecto específico.

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LOSAS

3.1 Predimensionamiento

3.1.1 Longitud del volado de losa

AASHTO, limita la longitud del volado a 1.80 m ó 0.5 S (separación de las vigas) como se muestra en la fig. 3.1. Asimismo, AASHTO limita la longitud de la calzada del volado a 0.91 m.

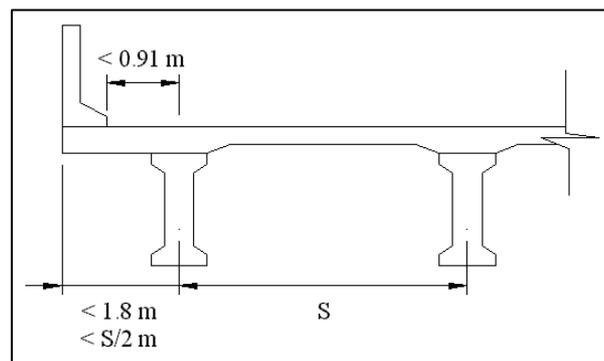


Fig. 3.1 Límites AASHTO para el volado de losa.

3.1.2 Espesor de la losa

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, AASHTO recomienda un espesor mínimo (ver tabla 3.1), sin descartar la posibilidad de reducirlo si lo demuestran cálculos y/o ensayos.

Otro criterio común utilizado por Trujillo Orozco (1990) para pre-dimensionar el espesor del tablero es:

$$\frac{1}{20} < \frac{t}{S} < \frac{1}{15} \quad (\text{concreto reforzado})$$

$$\frac{1}{30} < \frac{t}{S} < \frac{1}{20} \quad (\text{concreto preesforzado})$$

t = Espesor mínimo (mm).

S = Luz de la losa (mm).

Tabla 3.1 Peraltes mínimos para losas de sección constante.

Tipo de losa	Profundidad mínima	
	Tramo simple	Tramo continuo
Concreto reforzado	$1.2(S+3000)/30$	$(S+3000)/30 > 165 \text{ mm}$
Concreto pretensado	$0.030S > 165 \text{ mm}$	$0.027S > 165 \text{ mm}$

Adaptado del Manual de Diseño de Puentes., MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

S = Luz de la losa (mm).

3.1.3 Peralte mínimo

Además AASHTO especifica que el peralte mínimo excluyendo ranuras y el desgaste no será menor de 175 mm.

3.2 Método de franjas equivalentes para el diseño de losas

A continuación, se expone el método tradicional especificados por AASHTO y el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF para el diseño de losas.

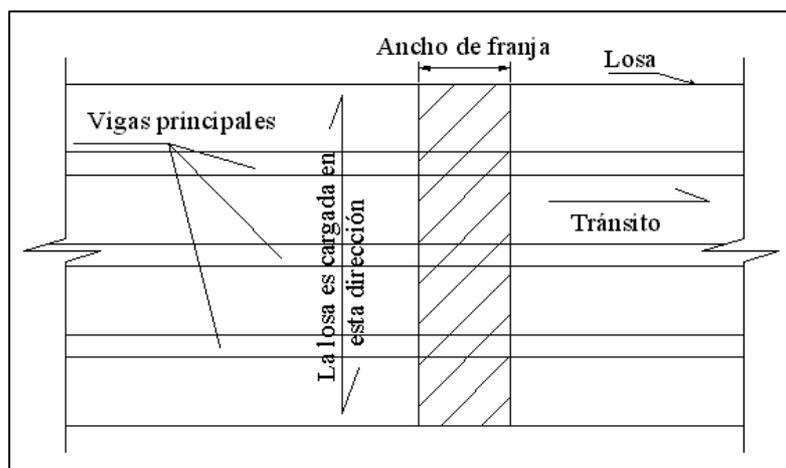


Fig. 3.2 Ancho de franjas en losas cargadas transversalmente al tránsito.

3.2.1 Ancho equivalente de franjas

El método aproximado de análisis de tableros consiste en dividir el tablero en franjas perpendiculares a los apoyos (ver fig. 3.2 y 3.3). Estas franjas equivalentes se encuentran en la dirección principal de la losa (dirección en la que es cargada la losa). El ancho de franja equivalente puede ser tomado de la tabla 3.2.

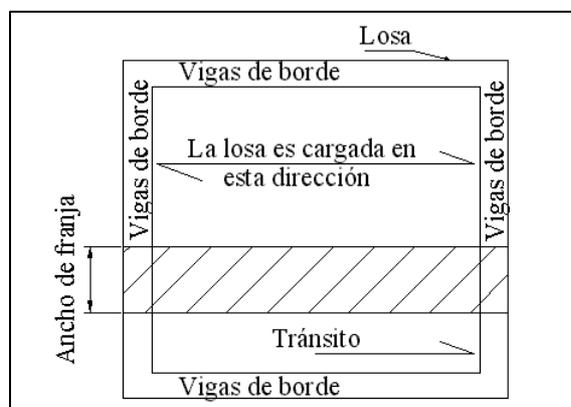


Fig. 3.3 Ancho de franjas en losas cargadas paralelamente al tránsito

Tabla 3.2 Franjas efectivas

Tipo de tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales
Concreto:		
Colocado en el lugar	Cantilever	$1140+0.833X$
	Paralelo o Perpendicular	+M: $660+0.55S$ -M: $1220+0.25S$
Colocado en el lugar con permanencia de encofrado	Paralelo o Perpendicular	+M: $660+0.55S$ -M: $1220+0.25S$
	Paralelo o Perpendicular	+M: $660+0.55S$ -M: $1220+0.25S$

Adaptado del Manual de Diseño de Puentes., MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Donde:

S = Espaciamiento de componentes de apoyo (mm).

h = Profundidad del tablero (mm).

+M = Momento positivo.

- M = Momento negativo.

X = Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm).

Cuando la losa es cargada en la dirección paralela al tráfico, la franja no será mayor de 3.6 m donde múltiples carriles cargados están siendo investigados.

Las franjas equivalentes perpendiculares al tráfico no están sujetas a límites de ancho.

3.2.2 Ancho efectivo de franjas en bordes longitudinales

Cuando la losa es cargada en la dirección paralela al tráfico, el ancho efectivo de una franja con o sin viga borde, puede ser tomado como la suma de: la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 0.30 m y más la mitad del ancho de franja pero que no exceda el ancho total de franja o 1.80 m.

3.2.3 Ancho efectivo de franjas en bordes Transversales

El ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de franja, pero que nunca exceda el ancho total de franja.

3.2.4 Distribución de carga de rueda en las losas

Si la distancia en la dirección secundaria de la losa excede en más de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal (dirección en la que es cargada la losa), todas las cargas de rueda serán aplicadas en la franja principal. Si la distancia en la dirección secundaria de la losa es menor de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal, el tablero será modelado como un sistema de franjas interseptado (losas bidireccionales).

En el último caso se podrán usar los valores de la tabla 3.2 para determinar el ancho de las franjas en ambas direcciones. Estas losas bidireccionales no son de interés en nuestro estudio para mayores detalles revisar el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF.

3.2.5 Aplicación de carga de vehículos sobre las franjas equivalentes

La carga del peso de vehículos sobre los tableros y losas superiores de alcantarillas de sección cajón usando el método de franjas equivalentes será:

- Ejes de ruedas de 145 KN del camión de diseño, usando el método de franjas transversales (para de cargas puntuales de 72.5 KN separadas a 1.8 m entre sí).
- Todas las cargas especificadas para carga viva vehicular, incluyendo la sobrecarga equivalente, donde las franjas son longitudinales.

3.2.6 Posición de la carga viva

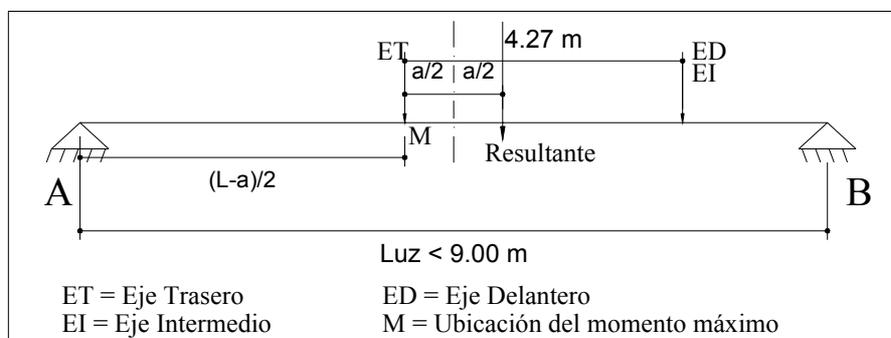


Fig. 3.4 Posición de cargas que crea el momento máximo en losas cargadas en dirección paralela al tránsito.

En el análisis de la losa se debe colocar las cargas en las posiciones más desfavorables. Para determinar la posición de la carga viva más desfavorable que causa los mayores efectos de cortantes o momentos se puede hacer uso de las líneas de influencia y evitar así someter la estructura a la infinidad de posiciones de carga.

Según el teorema de Barré, la posición más desfavorable que produce el máximo momento para losas cargadas en dirección paralela al tráfico, es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de luz (ver Fig. 3.4).

3.2.7 Distancia de la carga de la rueda al borde de la losa

Para el diseño de las losas, la línea de acción de la carga de la rueda se asume a 0.30 m. de la cara del guardarruedas o bordillo, si la losa no tiene bordillo la carga se localiza a 0.30 m. de la cara de la baranda.

En el diseño de andenes, losas y elementos de soporte, la carga de la rueda se localiza sobre el andén, a 0.30 m, de la cara de la baranda.

3.2.8 Momento de diseño

AASHTO especifica que donde se use este método de franjas se debe considerar el mayor momento positivo (producto de todas las cargas aplicadas) como el momento de diseño para todas las regiones de momentos positivos. Igualmente, se debe utilizar el mayor momento negativo para todas las regiones de momentos negativos.

3.2.9 Armadura de repartición

Las losas serán provistas de cuatro capas de refuerzo ,dos la dirección principal (dirección en la que es cargada la losa) y dos en la dirección secundaria. La cantidad de refuerzo que deberá repartirse en la cara inferior de la losa (sólo para el momento positivo) de la dirección secundaria será:

Caso A: Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito.

$$\% = \frac{3480}{\sqrt{S}} \text{ de la armadura en flexión. Máx.} = 67\%$$

Caso B: Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito.

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} \text{ de la armadura en flexión. Máx.} = 50\%$$

S = Luz de cálculo en mm.

3.3 Control del diseño

Una vez desarrollado el diseño preliminar se debe verificar que cumpla con los exigencias mínimas de flexión, temperatura, etc. A continuación, se exponen los principales

requerimientos especificados por AASHTO y el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF para el diseño de losas.

3.3.1 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo a flexión será al menos 1.2 la resistencia a la rotura de la primera grieta.

Sin acero preesforzados: $p_{min} \geq 0.03 \frac{f'c}{f_y}$

3.3.2 Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura

Todos los elementos de espesor menor 1200 mm serán suministradas de un refuerzo adicional en ambas caras y en los dos sentidos. El área de refuerzo podrá ser estimada así:

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y$$

A_g = Área bruta de la sección (mm^2).

f_y = La resistencia (MPa).

A_s = Área de acero (mm^2/mm).

Además el refuerzo por temperatura debe tener una separación máxima de 3 veces el espesor o 450 mm.

3.3.3 Cálculo de deflexión y contraflecha

En ausencia de otros criterios, los siguientes límites de deflexión pueden ser considerados para construcciones en concreto, acero y aluminio:

- | | |
|--|--------|
| • Carga vehicular, en general | L/800 |
| • Cargas vehiculares y/o peatonales | L/1000 |
| • Cargas vehiculares para estructuras en voladizo | L/300 |
| • Cargas vehiculares y/o peatonales para estructuras en voladizo | L/375 |

3.3.4 Estado límite de fatiga

El estado límite de fatiga no necesita ser considerado en losas de concreto que usan vigas múltiples.

3.3.5 Bordos no soportados

En los extremos de los puentes y en los sitios intermedios donde se rompa la continuidad de la losa, los bordes deben ser soportados por vigas diafragmas (vigas riostras), cabezales u otro medio apropiado. El diafragma deberá diseñarse para el momento y esfuerzo cortante máximos producidos por la carga de la rueda colocada encima de él, en la posición mas desfavorable.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE VIGAS

4.1 Predimensionamiento

4.1.1 Peralte de las vigas principales

AASHTO recomienda un peralte mínimo (ver tabla 4.1), para estimar la altura del peralte de las vigas. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura

4.1.2 Luces continuas

En general, muchos autores recomiendan, cuando existen tres o más luces continuas reducir las luces de los apoyos a $0.6 L$ o $0.8 L$ (Ver Fig. 4.1). Esto se hace con el fin de compensar los momentos en los apoyos.

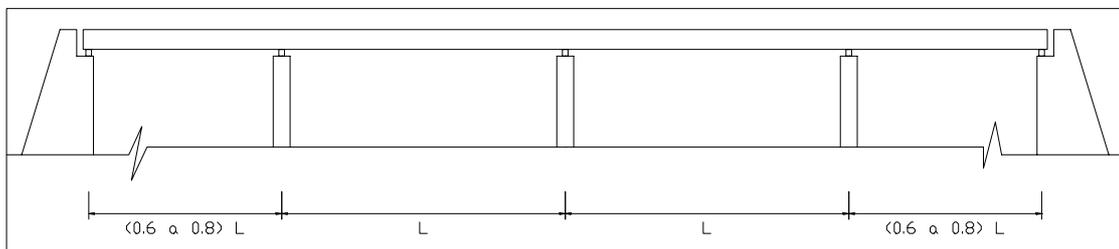


Fig. 4.1 Puente de varias luces continuas

4.1.3 Espaciamiento entre vigas

El espaciamiento entre vigas será aproximadamente 1.5 ó 2 veces el peralte de la viga. Los valores suelen estar entre 2.0 y 3.0 m. Asimismo, en algunos casos es conveniente hacer

varias combinaciones para obtener la solución más económica.

Tabla 4.1 Peraltes mínimos para superestructuras de sección constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo tablero) (cuando se tienen elementos de profundidad variable, los valores pueden ser ajustados para tomar en cuenta los cambios de rigidez relativa a momentos positivos y negativos).	
Material	Tipo	Tramo simple	Tramo continuo
Concreto reforzado	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas cajón	0.060L	0.055L
	Vigas para estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Concreto Pretensado	Vigas cajón	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricados	0.045L	0.040L
	Vigas para estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Espesor total de vigas compuestas	0.040L	0.032L
	Espesor de viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

Adaptado del Manual de Diseño de Puentes., MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

L = Luz de cálculo (mm).

4.1.4 Dimensiones mínimas para vigas prefabricadas

AASHTO especifica los siguientes espesores mínimos para vigas típicas prefabricadas.

a. Ala superior

Espesor no será menor de 50 mm.

b. Ala inferior

Espesor no será menor de 125 mm.

c. Almas

Espesor no será menor de:

Concreto armado:	125 mm.
Concreto pretensado:	165 mm.
Concreto postensado:	300 mm.

4.1.5 Dimensiones mínimas para vigas T y cajón multicelular vaciados in situ

AASHTO especifica los siguientes espesores mínimos para vigas T y cajón multicelular, donde la losa forma parte de las vigas y es construida simultáneamente.

a. Ala o losa superior

- Peralte mínimo (175 mm).
- No menos de 1/20 de la luz libre entre filetes, acartelamientos o almas a menos que se proporcione pretensado transversal.

b. Ala o losa inferior

- 140 mm.
- 1/6 de la luz libre entre filetes o almas de vigas no pretensadas.
- 1/30 de la luz libre entre filetes, acartelamientos, o almas para vigas pretensadas, a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre del tramo sean utilizadas.

4.1.6 Dimensiones de las vigas diafragma

Las vigas diafragma o riostra suelen ser dimensionarse con peralte igual al 75% ó 70% del peralte las vigas longitudinales. Estas vigas diafragma podrán comenzar el tope superior de las vigas o podrán estar ubicadas en la parte inferior de manera de dejar un vacío entre la losa y la viga. En el caso de las vigas cabezales, las alturas podrán ser iguales a las vigas longitudinales para ayudar a la estabilidad de la superestructura.

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 200 y 300mm de ancho. Además, es recomendable que las vigas diafragma no se encuentren espaciadas a más de 15 m.

4.2 Método del factor de distribución para el diseño vigas

4.2.1 Aplicación

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos para fines prácticos puede ser aproximado. El análisis transversal consiste en distribuir los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de distribución. A continuación presentamos los requerimientos de AASHTO y del Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF sobre vigas.

Las siguientes condiciones deben ser satisfechas:

- Ancho de tablero constante
- Número de vigas (N_b) mayor o igual a 4 a menos que se indique lo contrario.
- La calzada del volado no excederá a 0.91 m.

Para espaciamientos entre vigas que no se especifiquen aquí, el factor de distribución por carga viva será determinado por la regla de la palanca. Esta regla consiste en hallar la reacción en los apoyos de la losa (vigas) tomando los momentos alrededor de otro y

asumiendo que los apoyos giran cuando los carriles están cargados, excepto en la viga exterior donde se considera la losa continua (ver fig. 4.2).

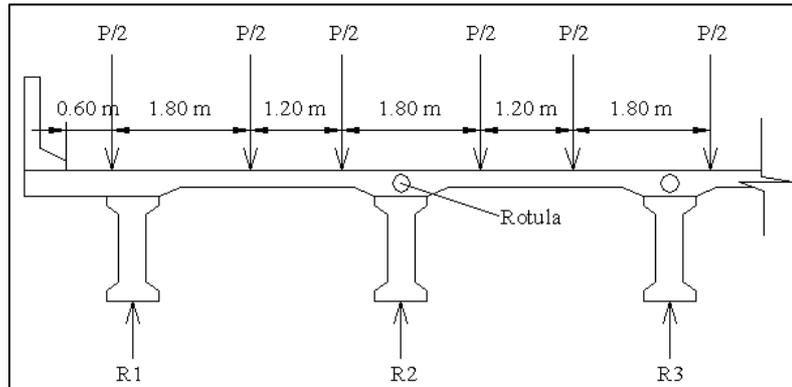


Fig. 4.2 Regla de la palanca.

Además, AASHTO especifica que los factores debido a los múltiples carriles cargados no serán usados con estos métodos aproximados, ya que estos factores ya están incluidos en los factores de distribución.

4.2.2 Factor de distribución para los momentos de vigas interiores

Los factores de distribución para los momentos flexionantes por carga viva para las vigas interiores se especifica en las tablas 4.2 y 4.3 Para el diseño preliminar K_g/Lt_s^3 puede ser tomado como 1. Para espaciamientos entre vigas mayores a 3000 mm o menores a 1200 mm, se usará un análisis más refinado. Para fatiga se puede utilizar la tabla 4.4.

Tabla 4.2 Factores de distribución para momento en vigas interiores.

Tipo de estructura	Sección transversal	Factores de distribución	Rango de aplicación
Tablero de concreto sobre vigas de madera	Concreto encolado o clavado en madera simple o esforzada.	Un carril de diseño: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de concreto enrejado lleno o parcialmente lleno sobre vigas de concreto o acero;	Losas de concreto en sitio o prefabricadas sobre vigas de acero o madera. Losas de concreto sobre vigas Tee y doble Tee con concreto prefabricado o colocado en sitio y con o sin fuerza post-tensionada transversal.	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_g \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Tabla 4.3 Factores de distribución para momento en vigas interiores.

Tipo de estructura	Puente para una vía de tráfico	Puente para dos o más vías de tráfico	Rango de aplicación
Tablero de concreto sobre vigas madera	S/6.0' Si S excede 6' usar nota a	S/5.0' Si S excede 5' usar nota a	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de acero y vigas de concreto pretensado y vigas T de concreto	$0.1 + \left(\frac{S}{4'}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Si S > 16' usar nota a	$0.15 + \left(\frac{S}{3'}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Si S > 16' usar nota a	$3'-6'' \leq S \leq 16'0''$ $20' \leq L \leq 240'$ $4.5'' \leq t_g \leq 12.0''$ $10^4 \leq k \leq 7 \cdot 10^6 \text{ in}^4$ $N_b \leq 4$

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003. Medidas en pies.

Donde :

K_g = Parámetros de rigidez longitudinal (mm).

L = Longitud de viga (mm).

S = Espaciamiento de vigas (mm).

t_s = Profundidad de la losa de concreto (mm).

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , será tomado como:

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

n = Relación de módulos de los materiales de viga y tablero.

I = Momento de inercia de vigas.

e_g = Distancia de centros de gravedad entre la viga principal y el tablero.

Tabla 4.4 Distribución de cargas de ruedas debido a la fatiga

Tipo de estructura	Puente para una vía de tráfico	Puente para dos o más vías de tráfico
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto pretensado.	S/7.0 Si S excede 10' usar nota a	S/5.5 Si S excede 14' usar nota a
Sobre vigas T	S/6.5 Si S excede 6' usar nota a	S/6.0 Si S excede 10' usar nota a
Sobre vigas cajón de concreto	S/8.0 Si S excede 12' usar nota a	S/7.0 Si S excede 16' usar nota a

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003. Medidas en pies.

Nota a: En este caso la carga es como una viga simple.

4.2.3 Factor de distribución para los momentos de vigas exteriores

El factor de distribución para obtener el momento flector puede ser determinado como se especifica en la tabla 4.5. La distancia, será tomada como positiva si la viga exterior está dentro del tablero (de la cara interior de la baranda de tráfico).

En puentes losa viga con sección transversal con diafragmas o sección tipo marco, el factor de distribución no será mayor que aquel que podría ser obtenido asumiendo que la sección transversal se deflecta y rota como una sección rígida.

Tabla 4.5 Factores de distribución para momentos en vigas exteriores.

Tipo de estructura	Sección transversal	Un carril de diseño cargado:	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto sobre vigas madera	Concreto encolado o clavado en madera simple o esforzada.	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto enrejado lleno o parcialmente lleno sobre vigas de concreto o acero;	Losas de concreto en sitio o prefabricadas sobre vigas de acero o madera. Losas de concreto sobre vigas Tee y doble Tee con concreto prefabricado o colocado en sitio y con o sin fuerza post-tensionada.	Regla de la palanca	$G = e + g$ interior $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Donde :

d_e = Distancia entre el centro de viga exterior y el borde interior de la curva o barrera de tráfico (mm).

e = Factor de corrección.

g = Factor de distribución.

4.2.4 Factor de corrección para estructuras continuas

Cuando la superestructura es continua sobre los apoyos o continua e integral con sus soportes los factores de distribución de las tablas 4.6 y 4.7 deben ser incrementados.

4.2.5 Momento flexionantes y cortantes en vigas de piso transversales

Si el tablero es soportado directamente por vigas de piso transversal, las vigas de piso pueden ser diseñadas para cargas determinadas de acuerdo con la tabla 4.8. Las fracciones de la tabla serán usadas en conjunto con la carga axial de diseño de 145KN. Para espaciamientos de vigas de piso fuera del rango de aplicaciones puede usar la regla de la palanca.

Tabla 4.6 Factores de corrección para vigas continuas

Clase de tablero	Factor de corrección de momentos positivos	Factor de corrección de momentos negativos
Concreto: Sobre vigas de madera	1.00	1.00
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto preesforzado; vigas T de concreto	1.05	1.10
Sobre vigas cajón de acero	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado, vigas cajón de concreto; vigas cajón prefabricadas con tableros múltiples	1.00	1.00

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Tabla 4.7 Factor de corrección de corte en el apoyo de vigas continuas

Clase de tablero	Factor de corrección de momentos positivos	Factor de corrección de momentos negativos
Concreto: Sobre vigas de madera	1.00	1.00
Sobre vigas I de acero y vigas de concreto preesforzado; vigas T de concreto	1.00	1.05
Sobre vigas cajón de acero	1.00	1.00
Sobre un arreglo de vigas cajón de concreto pre-esforzado, vigas cajón de concreto; vigas cajón prefabricadas con tableros múltiples	1.00	1.00

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003

4.2.6 Método del factor de distribución por corte para vigas interiores

El factor de distribución por corte para vigas interiores puede ser tomado de las tablas 4.9 y 4.10. Para tipos de vigas que no se encuentren en la tabla se podrá usar el brazo de palanca.

Tabla 4.8 Distribución de carga viva por carril para vigas transversales para momento y corte

Tipo de tablero	Fracción de carga por rueda para cada viga de piso	Rango de aplicación
Plataforma	S/1200	N/A
Tablero de madera laminado	S/1500	S ≤ 1500
Concreto	S/1800	S ≤ 1800
Enrejado de acero	S/1400	t _g ≤ 100 S ≤ 1500
Enrejado de acero	S/1800	t _g ≥ 100 S ≤ 1800
Plataforma corrugada de puentes de acero	S/1700	t _g ≥ 50

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Donde :

t_g = Profundidad del emparrillado de acero o plataformas de acero corrugado (mm).

Tabla 4.9 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de estructura	Sección transversal	Un carril de diseño cargado:	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto sobre vigas madera	Concreto encolado o clavado en madera simple o esforzada.	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto enrejado lleno o parcialmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T y doble T.	Losas de concreto en sitio o prefabricadas sobre vigas de acero o madera. Losas de concreto sobre vigas Tee y doble Tee con concreto prefabricado o colocado en sitio y con o sin fuerza post-tensionada transversal.	$0.36 + \left(\frac{S}{7600}\right)$	$0.2 + \left(\frac{S}{3600}\right) - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_g \leq 300$ $6000 \leq L \leq 7300$ $N_b \geq 4$ $4 * 10^9 \leq Kg \leq 3 * 10^2$

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

Tabla 4.10 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de estructura	Puentes diseñados para una vía de tráfico	Puentes diseñados para Dos o más vías de tráfico	Rango de aplicación
Sobre viga I de acero, vigas de concreto pre-esforzado, y vigas T de concreto	$0.6 + S/15'$	$0.4 + \left(\frac{S}{6'}\right) - \left(\frac{S}{25'}\right)^2$	$3'-6'' \leq S \leq 16'-0''$ $N_b \leq 4$

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003. Medidas en pies.

4.2.7 Método del factor de distribución por corte para vigas exteriores

El factor de distribución por corte para vigas interiores puede ser tomado de la tabla 4.11. Para tipos de vigas que no se encuentren en la tabla se podrá usar el brazo de palanca.

El parámetro, será tomado como positivo si la viga exterior está dentro del tablero de la curva o barrera de tráfico y negativa si está fuera.

Tabla 4.11 Distribución de carga viva por carril para corte en vigas exteriores.

Tipo de estructura	Sección transversal	Un carril de diseño cargado:	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto sobre vigas madera	Concreto encolado o clavado en madera simple o esforzada.	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto enrejado lleno o parcialmente lleno sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T y doble T.	Losas de concreto en sitio o prefabricadas sobre vigas de acero o madera. Losas de concreto sobre vigas Tee y doble Tee con concreto prefabricado o colocado en sitio y con o sin fuerza post-tensionada transversal.	Regla de la palanca	G= e g interior $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

4.3 Estados límites de diseño

El diseño de vigas se debe revisar para distintos estados límites. A continuación, se presentan los principales requerimientos de AASHTO para los estados límites de servicio, resistencia y fatiga. También, se debe tener en cuenta que las condiciones particulares de cada puente pueden merecer el estudio de algunos estados límites particulares. Para mayores detalles revisar las especificaciones de AASHTO.

4.3.1 Estados límites de servicio

4.3.1.1 Pérdidas en elementos preesforzados

- Pretensados: $\Delta fp_T = \Delta fp_{ES} + \Delta fp_{SR} + \Delta fp_{CR} + \Delta fp_{R2}$
- Postensados: $\Delta fp_T = \Delta fp_F + \Delta fp_A + \Delta fp_{ES} + \Delta fp_{SR} + \Delta fp_{CR} + \Delta fp_{R2}$

Donde:

Δfp_T = Pérdida total (MPa).

Δfp_F = Pérdida por fricción (MPa).

Δfp_A = Pérdidas debidas a anclajes (MPa).

Δfp_{ES} = Pérdidas por acortamiento elástico (MPa).

Δfp_{SR} = Pérdidas por encogimiento (MPa).

$\Delta f_{p_{CR}}$ = Pérdidas debido al creep del concreto (MPa).

$\Delta f_{p_{R2}}$ = Pérdidas debido a la relajación del acero (MPa).

4.3.1.2 Límites de esfuerzos para tendones de preesfuerzo

Los valores de resistencia y fluencia de los elementos preesforzados deberán cumplir la tabla 4.12 y además las recomendaciones dadas por el fabricante de los tendones o anclajes. Similarmente los esfuerzos de los barras y torones preesforzados no deberán ser menores a los de la tabla 4.13 en los diferentes estados.

4.3.1.3 Límites de esfuerzos de compresión para concreto antes de pérdidas

- Pretensados: $0.60 f'c$.
- Postensados: $0.55 f'c$.

4.3.1.4 Límites de esfuerzos de tensión para concreto antes de pérdidas

Los siguientes límites no aplican en puentes construidos segmentalmente.

- Zonas de tensión precomprimidos sin refuerzo adherido: N/A
- Otras zonas que no sean de tensión precomprimidos y sin refuerzo adherido: $0.25 \sqrt{f'c} \leq 1.38$ (MPa)
- Áreas de refuerzo vinculado el cual es suficiente para resistir el 120% de la fuerza de tensión en el concreto fisurado, calculado sobre la base de una sección no fisurada. $0.58 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- Esfuerzos manejables en pilares preesforzados: $0.415 \sqrt{f'c}$ (MPa)

Tabla 4.12 Propiedades de barras y torones preesforzados

Material	Grado o tipo	Diametro en mm	fpu en MPa	fpy (%fpu)
Toron (strand)	(Grado 250) 1725 MPa	6.35 a 15.24	1725	85 % , si es de baja relación 90%
	(Grado 270) 1860 MPa	9.53 a 15.24	1860	
Barra	Tipo 1. Liso	19 a 35	1035	85%
	Tipo 2. Corrugado	15 a 36	1035	80%

Adaptado del “Manual de Diseño de Puentes”. MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

4.3.1.5 Límites de esfuerzos de compresión para concreto después de pérdidas

- Puentes que no son construidos con dovelas debido a : Cargas permanentes. $0.45 f'c$ (MPa)
- Puentes que no son construidos con dovelas debido a: Cargas transitorias y permanentes y durante transporte o manipuleo. $0.60 f'c$ (MPa)

4.3.1.6 Límites de esfuerzos de tensión para concreto después de pérdidas

Para la contribución de las cargas de servicio, el cual involucra cargas de tráfico, esfuerzos de tensión en miembros con tendones preesforzados con adherencia, debería investigarse la combinación III en carga de servicio. Asumiendo que no se construye con dovelas, se tomará los siguientes límites:

- Componentes con tendones preesforzados con adherencia que no sean pilares: $0.50 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- Componentes sujetos a corrosión severa: $0.25 \sqrt{f'c}$ (MPa)
- Componentes con tendones preesforzados sin adherencia: No tensión.

Tabla 4.13 Esfuerzos permisibles de barras y torones preesforzados

Estados	Torones y barras lisas De alta resistencia	Torones de baja relajación	Barras corrugadas de alta resistencia
Debido a la fuerza del gato: (fpi)			
Pretensado	0.72fpu	0.78fpu	
Postensado	0.76fpu	0.80fpu	0.75fpu
Después de transferencia: (fpt)			
Pretensado	0.70fpu	0.74fpu	
Postensado	0.70fpu	0.70fpu	0.66fpu
En anclajes y acopladores de los tendones postensados inmediatamente después de la transferencia de carga	0.70fpu	0.74fpu	0.66fpu
Estados límites de servicio: (fpe)			
Después de las pérdidas	0.80fpy	0.80fpy	0.80fpy

Adaptado del "Manual de Diseño de Puentes". MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima – Perú 2003.

4.3.2 Estados límites de resistencia

4.3.2.1 Flexión

La resistencia factorada M_r , será tomada como: $M_r = \phi M_n$

La relación natural esfuerzo deformación puede ser considerada satisfecha por un bloque a compresión de $0.85f'c$ sobre una zona limitada a una distancia $a=c\beta_1$ de la fibra de compresión externa. El factor de β_1 será tomado como 0.85 para resistencias menores a 280MPa, para resistencias mayores, β_1 será reducido en una proporción de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia, β_1 no será menor a 0.65.

4.3.2.2 Corte

La resistencia al corte factorada podrá ser tomada como: $V_r = \phi V_n$

La resistencia nominal al corte V_n , será calcula como la menor de:

- $V_n = V_c + V_s + V_p$

- $V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p$

Donde:

V_c = Resistencia al corte del concreto.

V_s = Resistencia del acero.

V_p = Componente en la dirección del corte aplicado de la fuerza preesforzada efectiva positiva si resiste al corte aplicado.

b_v = Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v efectiva de corte.

a. Refuerzo transversal por corte

Excepto en losas, cimentaciones y alcantarillas, el refuerzo transversal será necesario donde:

- $V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p)$
- Donde se requiera consideraciones de torsión.

Donde:

V_u = Fuerza de corte factora (N).

V_c = Resistencia nominal al corte del concreto (N).

V_p = Componente de la fuerza de pretensado en la dirección del corte (N).

a.1 Refuerzo mínimo transversal por corte

Donde se requiera refuerzo transversal, este no será menor de :

$$A_v = 0.083 \sqrt{f'c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde :

b_v = Ancho efectivo del alma ajustado por la presencia de ductos (mm).

s = Espaciamiento entre el refuerzo transversal (mm).

f_y = Resistencia del acero (MPa).

A_v = Área de acero transversal dentro de la distancia s (mm^2).

a.2 Espaciamiento máximo de refuerzo transversal

El espaciamiento transversal no excederá lo siguiente:

- Si $V_u < 0.1f'c b_v d_v$ entonces: $s \leq 0.8 d_v \leq 600$ mm.
- Si $V_u \geq 0.1f'c b_v d_v$ entonces: $s \leq 0.4 d_v \leq 300$ mm.

Donde :

b_v = Ancho efectivo del alma, para el cálculo de b_v a un nivel particular, los diámetros de los ductos sin lechado o la mitad de los diámetros de ductos con lechada a ese nivel (mm).

s = Espaciamiento entre el refuerzo transversal (mm).

d_v = Profundidad efectiva de corte tomado como la distancia, medida perpendicularmente al eje neutro, entre los resultados de compresión y tensión debido a flexión pero esto necesita ser tomado menos que el mayor de $0.9d_v$ o $0.72h$.

b. Refuerzo por corte horizontal

La zona de interacción de corte será considerada a través de un plano dado en los siguientes casos:

- Fisura potencial o existente
- La interacción entre materiales diferentes
- La interacción entre dos vaceadas de concreto en diferentes tiempos

La resistencia nominal en el plano de interacción será: $V_n = cA_{cu} + \mu (A_{vf}f_y + P_c)$

La resistencia nominal no será mayor de:

- $V_n \leq 0.2f_c A_{cv}$
- $V_n \leq 5.5 A_{cv}$

Donde:

A_{cv} = Área de concreto comprometida en el corte (mm^2).

A_{vf} = Área de refuerzo cruzando el plano de corte (mm^2).

c = Factor de cohesión.

μ = Factor de fricción.

P_c = Fuerza normal a compresión de la red permanentemente normal al plano de corte.

El refuerzo de corte para la zona de interacción entre vigas y losas de concreto puede consistir de barras simples, múltiples estribos o cables fabricados soldados verticales. En todos los casos el área de la sección no será menor que el refuerzo mínimo transversal por corte o que la siguiente ecuación:

$$A_{vf} \geq 0.35 b_v \frac{s}{f_v}$$

Donde :

b_v = Ancho de la interface, pero no más grande que 900 mm.

s = Espaciamiento entre el refuerzo transversal (mm).

Para vigas, el espaciamiento de las filas de refuerzo no excederá 600 mm. Si el ancho de la superficie de contacto excede 900 mm, un mínimo de 4 barras debería ser usado por cada fila.

4.3.3 Estado límite de fatiga

AASHTO considera que la fatiga necesita ser investigada para elementos si la sección está en compresión bajo la acción de las cargas permanentes (sin amplificar) más 2 veces la carga de vehículos para fatiga.

Cuando se requiera considerar la fatiga se utilizará la combinación de cargas del estado límite de fatiga.

La sección se considerará agrietada si el esfuerzo de tracción debido a las cargas permanentes y de preesforzado (sin amplificar) más 1.5 veces la carga de fatiga excede $0.25\sqrt{f'c}$.

El rango de esfuerzos en el acero de refuerzo recto no debe exceder:

$$f_f = 145 - 0.33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right)$$

Donde:

f_f = Rango de esfuerzos ($f_{\max} - f_{\min}$) en MPa.

f_{\min} = Nivel de esfuerzos mínimo agrietado resultante del estado límite de fatiga. Será positivo si es tracción y negativo si es compresión (MPa). En vigas simplemente apoyadas el valor es 0.

r/h = Relación del radio a la altura de las deformaciones transversales del acero (corrugaciones); sino se conoce se puede tomar como 0.3.

El rango de esfuerzos en cables preesforzado nos debe exceder:

- 125 MPa para radios de curvatura mayores a 9.0m.
- 70 MPa para radios de curvatura menores a 3.6m.
- Para rangos intermedios se puede usar una interpolación lineal.

4.4 Requisitos de diseño

A continuación presentamos los principales requerimientos de AASHTO que debe cumplir el diseño de las vigas.

4.4.1 Refuerzo mínimo por flexión

El refuerzo mínimo será al menos 1.2 la resistencia a la rotura de la primera grieta.

4.4.2 Refuerzo longitudinal de membrana

Si la profundidad del alma excede 900mm, el reforzamiento longitudinal de membrana (Ask) será distribuido a lo largo de las caras laterales en la altura de la viga de $d/2$ más cercana a la tensión.

$$Ask \geq 0.001(de-760) \leq (As + Aps)/1200 \quad (\text{mm}^2/\text{mm})$$

Donde:

Aps = Área de acero preesforzado (mm^2).

A_s = Área de acero en tensión (mm²).

d_e = Profundidad efectiva en flexión de la cara en compresión al centroide del acero (mm²).

4.4.3 Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura

Todos los elementos de espesor menor 1200 mm que estén expuestos a cambios de temperatura serán suministradas de un refuerzo adicional. El área de refuerzo podrá ser estimada así:

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y$$

A_g = Área bruta de la sección (mm²).

f_y = La resistencia (MPa).

A_s = Área de acero (mm²/mm).

4.4.4 Refuerzo de la losa de tableros en vigas T y vigas cajón vaciadas in situ

El refuerzo de la losa del tablero de vigas T y vigas cajón serán determinadas por métodos tradicionales.

Cuando la losa del tablero no se extienda más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior será prolongado a la cara exterior del alma y anclado con un gancho standard de 90°. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior será prolongado en el volado.

4.4.5 Cálculo de deflexión y contraflecha

Para las vigas el calculo de la deflexión es opcional, en caso de ser requerida por el propietario se puede escoger como criterio L/800 para deflexiones permitidas de con cargas vehiculares.

CAPÍTULO 5: CONSIDERACIONES DEL DISEÑO SEGÚN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1 Introducción

Debido a la inmensa cantidad de métodos de construcción, en este capítulo sólo se tratarán las consideraciones constructivas más comunes que deben atenderse para el diseño de puentes.

Las mayores consideraciones para el diseño de puentes con vigas y losa se presentan en los puentes de concreto preesforzado. En este tipo de estructuras el proceso de construcción gobierna la concepción y el cálculo. Según el proceso constructivo los puentes se pueden clasificar en:

- Puentes de vigas prefabricadas lanzadas.
- Puentes empujados.
- Puentes construidos sobre cimbras autoportantes y autolanzadas.
- Puentes construidos por voladizo.

En la actualidad, existen muchos métodos para construir puentes. Cada uno con sus ventajas y desventajas. En este capítulo, veremos de manera general, algunos de estos métodos y las precauciones que deben tomarse.

A continuación se presenta la tabla 5.1, donde se muestran los principales métodos de construcción de puentes de concreto preesforzado y sus campos de aplicación.

Tabla 5.1 Campo de aplicación de los puentes de concreto preesforzados.

Campo de aplicación	Luz (m)		
	Campo normal	Campo óptimo	Campo excepcional
Vigas prefabricadas	20-50	30-40	20-60
Voladizos	50-150	60-120	30-180
Empuje	30-50	35-45	25-100
Cimbra autolanzable	30-55	40-50	25-85

Adaptado de “Construcción de Puentes de Hormigón Pretensados por Voladizos Sucesivos”. J, Mathivat.

5.2 Construcción in situ

Para casos de puentes de luces pequeñas, con tableros colocados a poca altura sobre un terreno accesible y horizontal es posible construir la superestructura sobre un andamiaje inferior. Este andamio puede apoyarse sobre zapatas provisionales o pueden usarse pilotes o puntales metálicos (ver fig. 5.1).

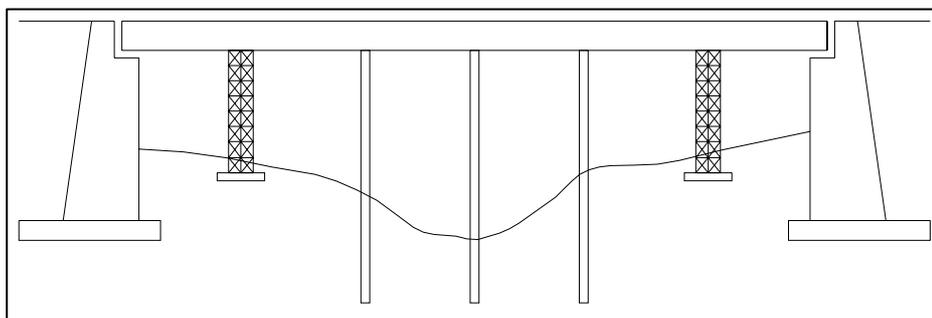


Fig. 5.1 Esquema de construcción in situ.

El proceso de construcción consistiría en preparar el andamio y el encofrado, para luego armar y vacear la superestructura. De esta manera, se puede asegurarse la continuidad de las obras y lograr puentes integrales que tienen mejor comportamiento. Sin embargo, no siempre son deseables estas condiciones de construcción, especialmente cruces de vías donde interrumpir el tráfico por mucho tiempo crea descontento e impactos en la población.

Este sistema de construcción es el más simple y las consideraciones ha tenerse en cuenta son las misma que afectan a cualquier estructura. Sin embargo, como hemos visto, su rango de aplicación es reducido y pocas veces es posible construir el tablero de esta manera.

5.3 Vigas prefabricadas

En muchos casos no es factible colocar un andamio en el terreno para soportar el tablero en su fase de construcción por muchas razones. Para solucionar este problema se hace necesario utilizar otros medios de construcción como la prefabricación.

La prefabricación presenta muchas ventajas frente a los métodos tradicionales. Entre sus principales ventajas se encuentran:

- Disminuye el tiempo de construcción, las vigas se pueden prefabricar mientras se construye la infraestructura.
- Mejora las características mecánicas del concreto debido a las condiciones semiindustriales de su fabricación.
- Elimina los riesgos de trabajos en alturas.
- Para casos de concreto preesforzado se evitan las dificultades originadas por el tensionamiento prematuro en concreto jóvenes.
- Limita los efectos de retracción pues parte importante se produce antes de su colocación final.
- Reduce los efectos por deformaciones diferidas que disminuyen con la edad del concreto.
- Aumenta el rendimiento de la mano obra al establecerse un ritmo de construcción. Este aspecto toma relevancia cuando se trata de la fabricación de dovelas.

En estos casos de prefabricación y en especial con elementos preesforzados, debe tenerse en cuenta los diferentes estados de carga y de servicio a los que estará sometida la estructura desde su construcción hasta su colocación final. Suelen variar mucho las condiciones de apoyo y las solicitaciones de resistencia, llegando incluso a invertirse los momentos y fuerzas cortantes.

Obviamente, deben dejarse en los elementos prefabricados los dispositivos que servirán para izar las unidades. Asimismo, las unidades deben poseer el refuerzo exterior con longitudes necesarias para asegurar la continuidad de la estructura. Donde sea necesario deberá proveerse el refuerzo necesario para resistir los esfuerzos cortantes en la junta.

Cada vez son más los elementos estructurales que se pueden prefabricar. Sin embargo, no se pueden prefabricar vigas o elementos muy grandes en fábricas, porque sería muy difícil transportarlas hasta el lugar de las obras. En ese caso, se podrían fabricar las vigas al pie de las obras. Los elementos fabricados se pueden almacenar en lugar seguro cercano a las obras en espera de su transporte y colocación definitiva.

Una vez prefabricadas los elementos, existen muchos métodos, según el sitio y las características generales del proyecto, para transportar y colocar los elementos en su posición final. Entre las técnicas más comunes, tenemos:

- Estructuras izadas.
- Voladizos sucesivos.
- Estructuras con cimbras autolanzables.
- Estructuras giradas.
- Estructuras empujadas.

Estos métodos no abarcan la gran gama de métodos de construcción, e incluso todos estos mismos métodos poseen alternativas particulares de aplicación o pueden ser modificados o combinados, dependiendo de las características particulares de cada proyecto.

5.4 Estructuras izadas

Este es el medio más simple y económico para transportar y colocar los elementos prefabricados. El método consiste en prefabricar las vigas en el terreno, luego izarlas por medio de grúas hasta su posición definitiva y finalmente construir la losa apoyándose sobre las vigas (ver Fig. 5.2). Este método también se usa para colocar las dovelas en su sitio.

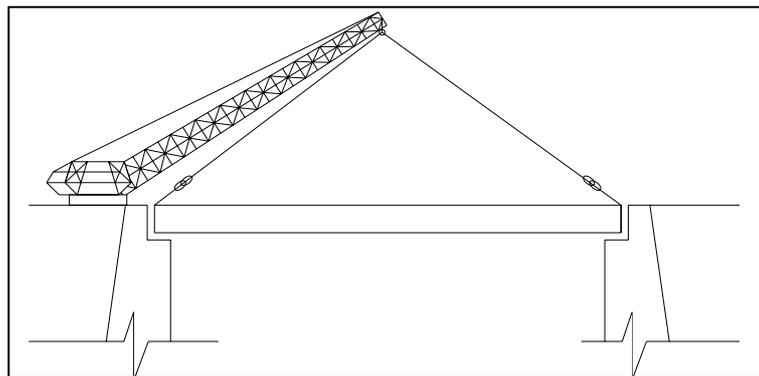


Fig. 5.2 Esquema de Izaje

Existen diversas maneras de construir la losa, se puede colocar plaquetas prefabricadas de concreto para luego armar el refuerzo de la losa y finalmente vacear el concreto (ver Fig. 5.3). Una alternativa a este método, es construir en obra las plaquetas con concreto a partir de la armadura inferior que llevará la losa, y después transportarlas a las vigas y vaciarlas con el grueso de la losa. Otro método, consiste en apoyar el encofrado en una armadura apoyada sobre las vigas, para luego armar y vacear la losa (Fig. 5.4).

Se debe considerar en el diseño de que forma se van a levantar los elementos prefabricados. De esta manera se pueden evitar diagramas inesperados de fuerzas, producto de condiciones de apoyo distintas a las planeadas. Asimismo, se pueden proveer plataformas en los extremos para mejorar la transmisión de fuerzas.

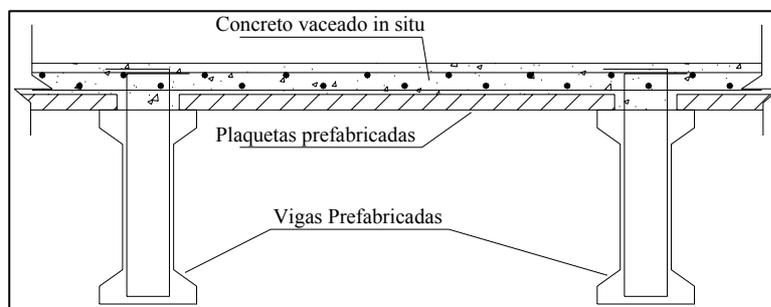


Fig. 5.3 Fabricación de la losa por medio de plaquetas

Los dispositivos de izaje como grúas pueden transportarse por tierra o por agua. Incluso, pueden trabajar varias grúas en conjunto en condiciones especiales. Sin embargo, las estructuras izadas tienen un rango de aplicación limitado. Su principal desventaja es el

peso que puedan ser capaces las grúas de levantar, lo que hace este método factible hasta luces máximas de 30m con grúas especiales.

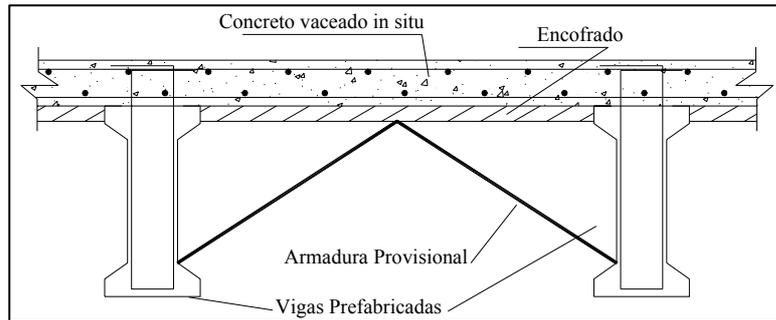


Fig. 5.4 Fabricación de losas por medio de encofrados.

5.5 Voladizos sucesivos

La construcción por voladizo consiste en construir el tablero a partir de tramos sucesivos, de manera que cada tramo nuevo se apoye en los tramos ya colocados (ver Fig. 5.5). Cada tramo es llamado dovela y se une al precedente cuando haya alcanzado suficiente resistencia. Su estabilidad se asegura por medio de cables de preesforzado, creando así un tramo autoportante que sirve de arranque para un nuevo avance.

Las dovelas pueden ser vaciadas in situ en encofrados móviles o pueden ser prefabricadas, transportadas y puestas en su lugar por medio de dispositivos apropiados.

La sección transversal que mejor se adapta a la construcción por voladizos es la sección tipo cajón. Esto se debe en parte a su mayor resistencia a los momentos negativos causados en el proceso constructivo donde las cabezas inferiores deben soportar compresión, especialmente cerca de los apoyos. Además, las secciones tubulares poseen un buen rendimiento estructural superior a las de las vigas Te e incluso tienen mayor estabilidad estática y dinámica.

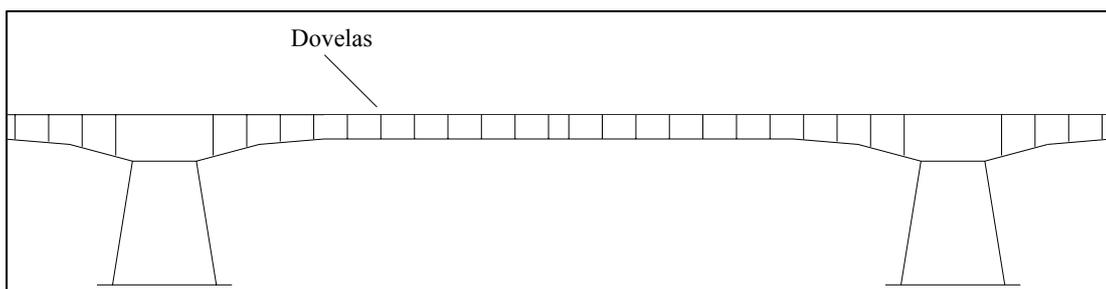


Fig. 5.5 Esquema de un puente construido por volados sucesivos.

5.5.1 Esquema de construcción por voladizo a partir de pilas

En este tipo de construcción se trata de avanzar simétricamente los voladizos para evitar los momentos de vuelco elevados. Sin embargo, el vaciado o la colocación de dovelas no puede ser del todo simultáneo, por lo que las pilas estarán sometidas a momentos de flexión.

Si el tablero está empotrado en las pilas, estas normalmente soportan los momentos de asimetría. Si por el contrario, el tablero constituye una viga continua, es necesario empotrar el tablero durante su construcción (usando cuñas o armaduras de pretensado), o bien utilizar apoyos provisionales colocados cerca de las pilas.

En ciertos casos se puede avanzar la construcción de forma no simétrica con relación a las pilas. Esta solución requiere generalmente uno o más apoyos provisionales a medida que avanza la construcción (ver Fig. 5.6). Otra alternativa consiste en lastrar o colocar un contrapeso en la zona en un extremo, para poder avanzar los volados en el otro extremo.

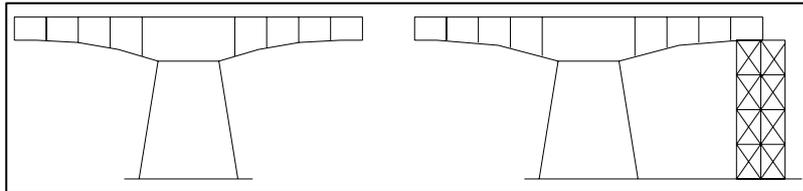


Fig. 5.6 Distintos esquemas de construcción a partir de pilas.

5.5.2 Esquema de construcción por voladizo a partir de estribos

La característica principal de este tipo de construcción es que crea importantes momentos de vuelco en los estribos. Una de las soluciones más comunes para estos casos es construir usando apoyos provisionales delante de los estribos.

Otra solución consiste en usar el peso propio del estribo como contrapeso. Esta solución se empotra la ménsula y diseña el estribo para que equilibre el momento de vuelco (estribo equilibrado).

5.5.3 Esquemas de cableado de tableros

En general, los cables de preesfuerzo de las construcciones por voladizos sucesivos pueden dividirse en dos grandes grupos: cables de voladizo y cables de solidarización (ver Fig. 5.7).

Los cables de voladizo se disponen en las proximidades de la losa superior y son colocados a medida que avanza la construcción. Su objetivo es resistir los momentos negativos que crecen rápidamente con el volado.

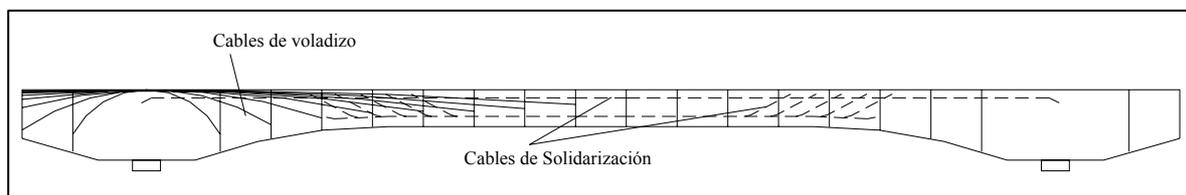


Fig. 5.7 Esquema de cableado.

Los cables de solidarización son dispuestos cerca de la clave de cada luz. Su función es dar continuidad al tablero y resistir los momentos flectores correspondientes. Estos cables se dividen en dos grupos:

- Cables colocados a nivel de la losa inferior.
- Cables colocados a nivel de la losa superior.

El número de cables de preesfuerzo queda determinado de manera que las fuerzas resultantes satisfagan todas las sollicitaciones de carga. El número de mínimo de cables voladizo en cada alma es igual al número de dovelas a preesforzar para facilitar el proceso de construcción.

El número de cables superiores de solidarización está ligado al nivel de seguridad de la obra cuando se sobrecargan los tramos adyacentes produciendo los momentos máximos negativos en el apoyo.

5.5.3.1 Trazo de cables en voladizo

El trazo de los cables en voladizo pueden ser inclinado (a través de las almas) o puede ser horizontal manteniéndose siempre en la losa superior. Es conveniente para puentes en voladizo que no se tengan demasiados cables para no complicar la obra.

El esquema clásico es inclinado para aprovechar la reducción del esfuerzo cortante producto de la componente vertical del preesfuerzo (ver Fig. 5.7). Los cables se colocan en la losa superior lo más cerca de las almas para facilitar su descenso.

Las almas deben tener suficiente resistencia para resistir la concentración de esfuerzos del anclaje y evitar producir fisuras. Esto puede hacerse empleando zunchos activos, es decir creando un preesfuerzo vertical detrás de los anclajes por medio de estribos tensados, como en la Fig. 5.8. Estos problemas también, se pueden solucionar colocando los anclajes en las cartelas de unión de la losa inferior y las almas. Otra solución es no colocar los anclajes entre las juntas sino en dientes o nervaduras en el interior de las dovelas vigas-cajón.

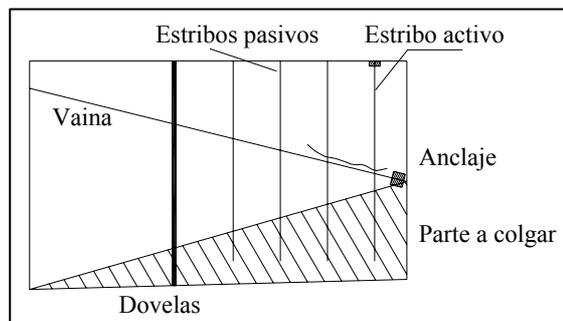


Fig. 5.8 Anclaje de cables en las almas.

La segunda opción es el cableado horizontal en el plano de la losa superior con forma de arista de pez visto en planta (Ver Fig. 5.9). Los anclajes se pueden colocar en la cara exterior de la dovela, en las cartelas entre la losa superior y las almas o bien en dientes dispuestos en el interior de las dovelas.

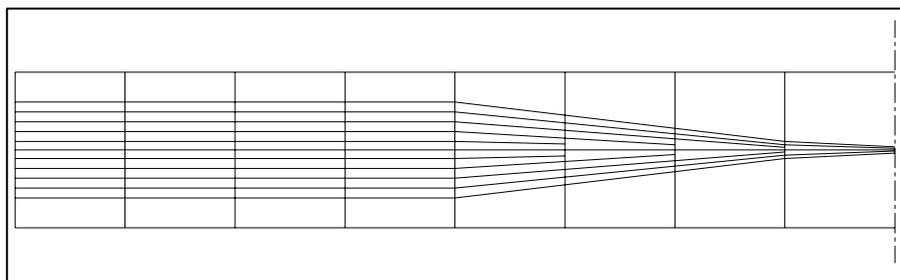


Fig. 5.9 Planta cableado superior.

El cableado horizontal reduce considerablemente las pérdidas por rozamiento y facilita el enfilado de los cables. Además las almas de las vigas trabajan más eficientemente. Sin embargo como no se reduce el esfuerzo cortante se debe recurrir al pretensado vertical para asegurar su estabilidad.

5.5.3.2 Trazo de cables solidarización

Primero trataremos los cables de solidarización inferiores. Estos cables pueden ser:

- Levantados en las almas y anclados en la losa superior
- Colocados en la losa inferior y anclados en dientes de la losa o en la unión con el alma.
- Sinusoidales haciendo el papel de cables en voladizo sobre apoyos y cables de solidarización tramos.

Es importante que en el trazado de los cables de solidarización que siguen el perfil de la losa inferior que suele ser curva, se considere el empuje al vacío producto del preesfuerzo curvo. Este efecto puede ser causa varios problemas si no se proveen las armaduras necesarias.

Los cables de solidarización superiores pueden estar anclados en dientes situados en el enlace de las almas con la losa superior o prolongados en la losa superior y anclados en las vigas riostras sobre el apoyo.

En el diseño debe considerarse que debido a la gran cantidad de juntas las pérdidas del preesfuerzo serán mayores a las calculadas por las fórmulas clásicas. Estas pérdidas se pueden reducir utilizando vainas de diámetros grandes, rigidizando las vainas para asegurar su posición, usando tubos rígidos en vez de vainas, limitando las desviaciones de los cables e incrementando los radios de curvatura de los cables.

5.6 Estructuras empujadas

Este proceso es uno de los más usados para puentes con luces aproximadas de 40m. El proceso consiste en prefabricar las vigas y después empujarlas la máxima longitud posible (la viga queda en volado), para que luego sigan siendo empujadas hasta su posición final (ver Fig. 5.9).

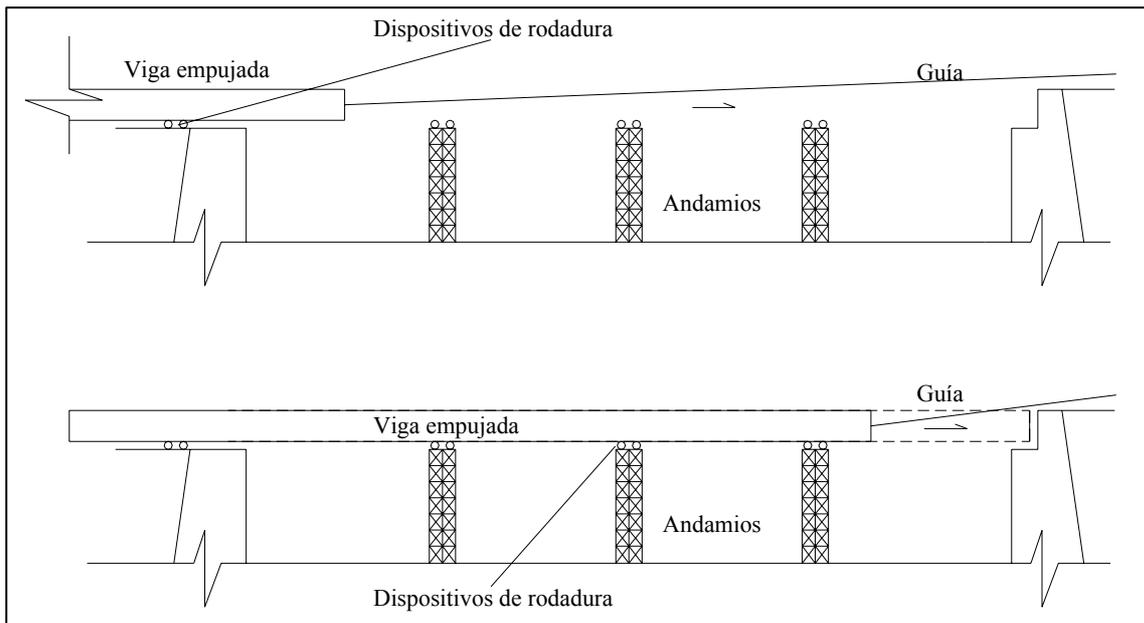


Fig. 5.10 Esquema de construcción por estructuras empujadas

El elemento es montado en rodillos para facilitar su movimiento. Luego, la estructura es empujada hasta su posición final por medio de gatas u otros dispositivos. En general, se debe levantar ligeramente el extremo para evitar errores de nivel al momento de encajar el elemento en los apoyos.

Como las vigas no pueden resistir grandes longitudes en volado se necesitan andamios como apoyos provisionales. Estos andamios deben poseer en la cima mecanismos de rodadura para permitir la traslación de las vigas.

En algunas ocasiones, se colocan guías o cables en el extremo del elemento para poder manipular y corregir el alineamiento.

El esquema es el mismo en caso de jalar la estructura en vez de empujarla. Los cables pueden ser jalados por camiones u otros vehículos que tengan la suficiente potencia.

En el diseño debe considerarse que las vigas estarán soportando momentos y fuerzas muy diferentes a las de servicio. La estructura trabajará en volado en la etapa de construcción y por lo tanto se verá sometida a momentos negativos y cortantes en zonas diferentes que varían durante el transporte de la estructura.

5.7 Estructuras con vigas de lanzamiento

Este método consiste en colocar una viga metálica lanzada por encima de la luz a construir (ver Fig. 5.11). Este método es más elegante y presenta muchas ventajas sobre los demás métodos.

En el diseño deben considerarse las diferentes condiciones de fuerzas y apoyos a las que estará sometida la estructura.

Este método aprovecha la facilidad de montaje y desmontaje de las armaduras metálicas. Es relativamente fácil armar estas estructuras y luego desinstalarlas y usarlas en otro sitio. Además, el poco peso de las estructuras metálicas permite que se lleguen a construir luces de 85m.

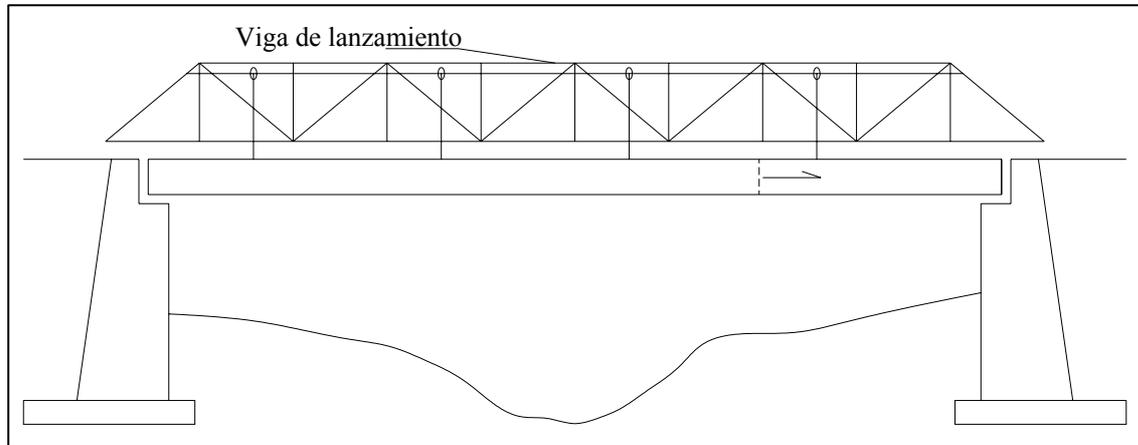


Fig. 5.11 Esquema de viga de lanzamiento

El proceso consiste en prefabricar las vigas y luego montarlas en el sistema de izaje y traslación de la armadura. Luego, la viga recorre la armadura hasta llegar a su posición final. En caso de puentes con varios tramos, la viga se traslada longitudinalmente según el avance.

La viga de lanzamiento puede ser una cercha de acero con apoyos tipo túnel para permitir el paso de los elementos. Los nervios de la viga metálica sirven de camino al carretón de traslación de los elementos a colocar. En algunos casos, las armaduras están construidas de tal manera que permiten su desplazamiento en el sentido transversal al tablero para facilitar la colocación de las vigas paralelas.

En la actualidad, existen muchas variantes para este método dependiendo de las condiciones locales del proyecto. Por ejemplo, se usa, con algunas variantes, en la construcción de dovelas en voladizo.

CAPÍTULO 6: SUBESTRUCTURAS

6.1 Introducción

El diseño de la subestructura influye directamente en la configuración de la superestructura. Por ejemplo, la ubicación de los estribos determina la longitud total del puente y el número de pilares controla el peralte de las vigas. Asimismo, la calidad de la subestructura controla el nivel de funcionamiento del puente.

Este diseño de la subestructura requiere mayores consideraciones debido está expuesta a varios tipos de cargas como de la superestructura, de agua, de relleno y de el suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento o presión portante. Además, el diseño se complica de inesperadas condiciones geológicas, o complicadas geometrías de tableros con curvas horizontales o verticales.

6.2 Erosión

Los estribos y pilares ubicados en el curso del río o en las llanuras de inundación están expuestos a la erosión. Desafortunadamente, este efecto es extremadamente complejo de predecir y calcular lo que lo convierte en el causante de la gran mayoría de los colapsos de puentes.

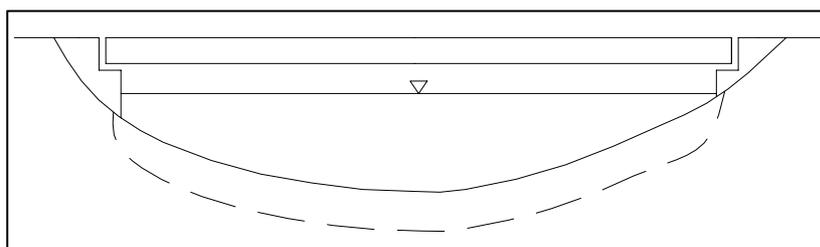


Fig. 6.1 Erosión durante avenidas

En general, se pueden distinguir tres tipos de erosión. El primer tipo de erosión ocurren en el fondo del río durante periodos de avenidas o inundación (ver Fig. 6.1). En estos periodos, las altas velocidades son capaces de mover grandes cantidades de materiales, reduciendo el nivel del fondo. Este efecto se ve incrementado cauces angostos. Para condiciones típicas, se puede decir que la erosión es proporcional al incremento del nivel de agua.

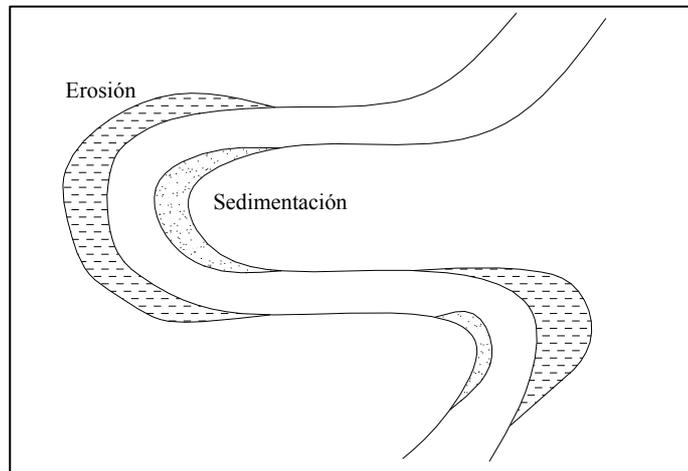


Fig. 6.2 Erosión lateral

El segundo tipo de erosión ocurre en las curvas de ríos (ver Fig. 6.2). La erosión se presenta en las riveras exteriores de las curvas debido a las mayores velocidades del flujo. En cambio, las riveras interiores serán sedimentadas producto de las bajas velocidades. Los estribos ubicados en los estribos exteriores de las curvas deberán ser protegidos contra la socavación colocando mallas geotécnicas o protecciones de concreto o cimentando los estribos a una profundidad mayor de la máxima erosión posible.

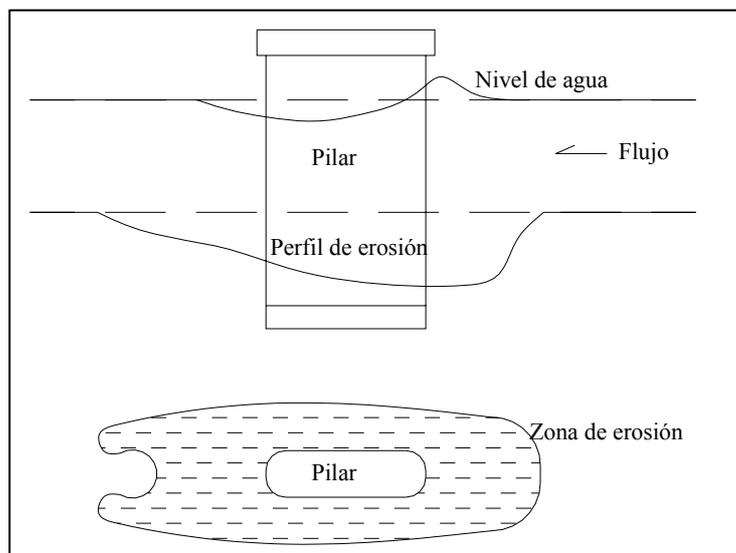


Fig. 6.3 Erosión local en un pilar.

El tercer tipo de erosión es producto de la obstrucción de los pilares (Fig. 6.3). Esta erosión localizada depende de muchos factores como la configuración de los pilares, el ángulo de inclinación entre el flujo y el pilar, la contracción del cauce y los escombros depositados en el fondo.

6.3 Diseño de estribos

Los estribos son un tipo particular de muros de contención que sirven de apoyo a la superestructura del puente. El estribo debe ser capaz de mantener el cauce estable y a la vez contener el terraplén.

Los estribos pueden ser: estribos de gravedad, estribos en U, estribos reforzados (voladizo), estribos de semigravedad (parcialmente reforzados) o estribos de pantalla y contrafuerte. En el caso de puentes provisionales o en aquellos en que se puede dejar que el terreno caiga libremente, se puede construir los estribos con pilotes, viga cabezal y muro parapeto, que contiene las tierras (estribos abiertos). En la Fig. 6.4 se muestran algunos tipos de estribos.

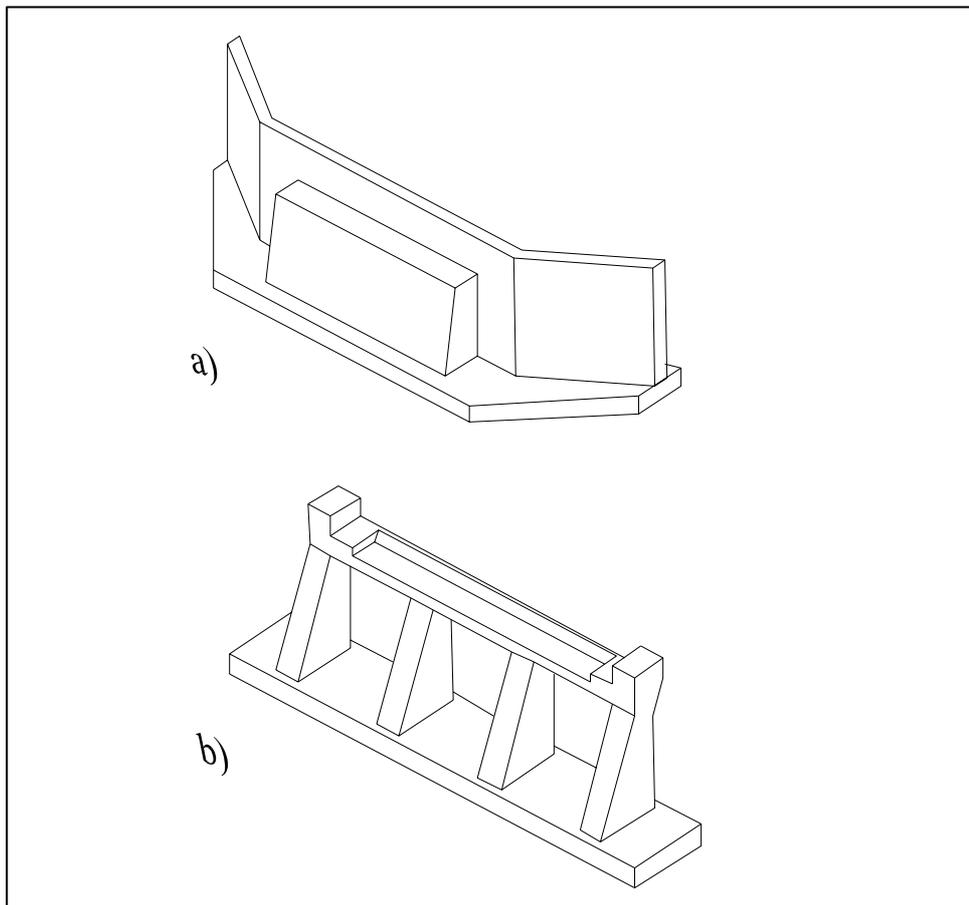


Fig. 6.4 Tipos de estribos. a) Estribo de gravedad con muros de aleta, b) Estribos con contrafuertes.

Para mitigar el empuje del relleno cuando está húmedo se suelen proveer de drenajes al estribo y muros de acompañamiento.

En general, los estribos de gravedad son de mampostería o concreto simple, mientras que los estribos de voladizo y contrafuertes suelen ser de concreto reforzado o preesforzado. Los estribos de gravedad son más comunes para alturas de 4.0m, y los estribos de contrafuertes son más usados para alturas de 7.0 m a mayores.

Sin embargo, la altura no es una limitación estricta para el tipo de estribo. La elección del tipo de estribo se hace teniendo en cuenta varios criterios como: el costo de construcción y mantenimiento, corte y relleno del terreno, seguridad en la construcción, estética y semejanza con estructuras adyacentes, etc.

Tabla 6.1 Factores de resistencia para cimentaciones superficiales

Tipo de estado límite	Factor de Resistencia
1. Capacidad portante	
a) Arena	
Procedimiento semiempírico SPT	0.45
Procedimiento semiempírico CPT	0.55
Método racional	
Usando ϕ de SPT	0.35
Usando ϕ de CPT	0.45
b) Arcilla	
Procedimiento semiempírico CPT	0.50
Método racional	
Usando resistencia al corte de laboratorio	0.60
Usando resistencia de la veleta de corte	0.60
Usando resistencia estimada de datos del CPT	0.50
c) Roca	
Procedimiento semiempírico	0.60
2. Desplazamientos	
a) Concreto prefabricado colocado en arena	
Usando ϕ de SPT	0.90
Usando ϕ de CPT	0.90
b) Concreto colocado en arena	
Usando ϕ de SPT	0.80
Usando ϕ de CPT	0.80
c) Arcilla con resistencia cortante menor al 50% de la presión normal.	
Usando resistencia al corte de laboratorio	0.85
Usando resistencia de la veleta de corte	0.85
Usando resistencia estimada de datos del CPT	0.80
d) Arcilla con resistencia cortante mayor al 50% de la presión normal.	0.85

La norma AASHTO (1994) LRFD Bridge Design Specification, requiere el uso del método LRFD en el diseño de estribos. Es decir, los estribos deben ser diseñados para los estados

límites últimos (resistencia) y los estados límites de serviciabilidad (deformaciones, fatiga, grietas, deterioros). En la tabla 6.1 se presentan los factores de resistencia ϕ propuesto por Barker, 1991.

Asimismo, el método tradicional de esfuerzos admisibles ASD puede ser usado en el diseño de estribos. La elección del método de diseño entre LRFD o ASD, no influye drásticamente en los resultados de cimentaciones como en el caso de las superestructuras (Barker, 1997).

6.3.1 Cargas y fuerzas de presión de tierra en estribos

En caso de diseñar por LRFD, los estribos serán diseñados para los grupos de combinaciones de cargas presentadas en el capítulo 2. En cambio, si se usa el método ASD, obviamente estas cargas no serán amplificadas y se trabajarán con los esfuerzos admisibles.

Asimismo, los estribos se encuentran sujetos a las fuerzas de presión de tierra activas y pasivas (ver fig. 6.5 y 6.6). Cada una de estas presiones corresponde a las diferentes condiciones de dirección y magnitud de del movimiento de los estribos.

Existen muchos métodos para determinar las fuerzas de empuje activas y pasivas sobre los estribos, como Coulomb, Rankine o la de Caquot-Kerisel, cada una de ellas tiene sus ventajas y se deberá elegir la adecuada para el diseño. El método de cuñas de Coulomb puede usarse para rellenos irregulares, mientras que la teoría de Rankine y Caquot-Kerisel se usan para formas más regulares.

Como se observa en la fig. 6.5 y 6.6, la resultante está ubicada a un tercio de la altura del muro, sin embargo ensayos experimentales (Duncan, 1990) han demostrado que la resultante se encuentra aproximadamente ubicada a $0.40H$.

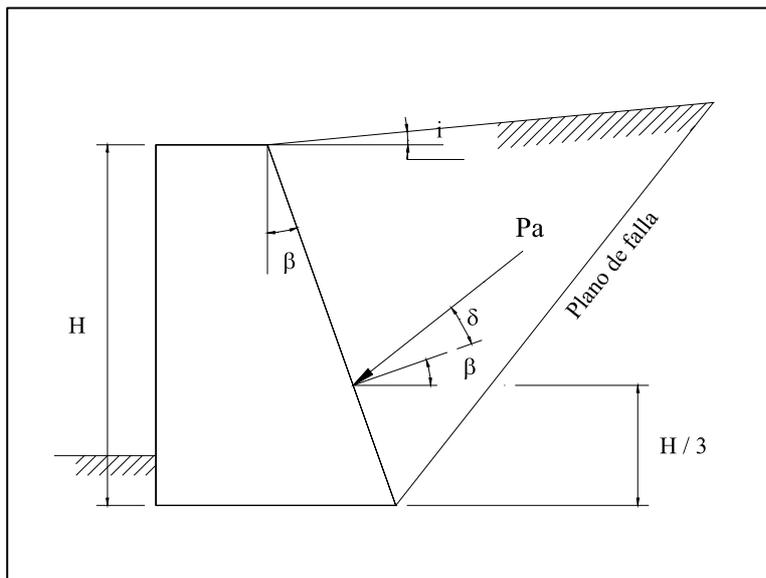


Fig. 6.5 Fuerza de presión activa

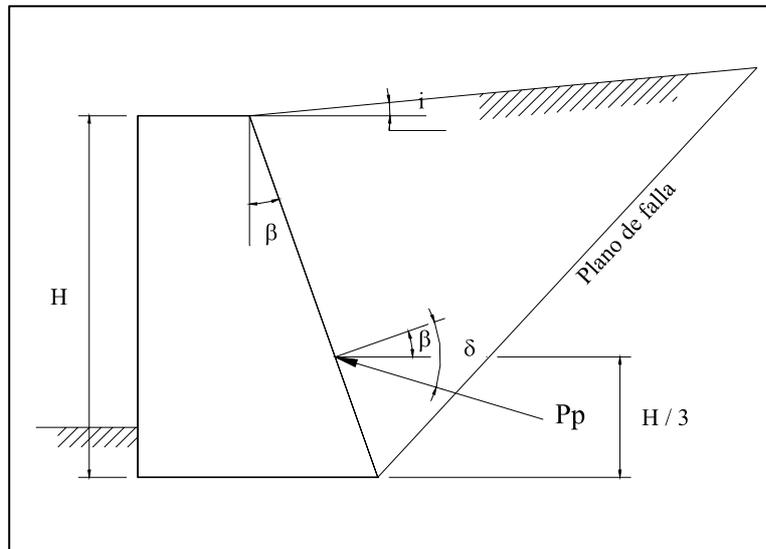


Fig. 6.6 Fuerza de presión pasiva

En el caso de presión pasiva los valores de P_p por Coulomb pueden ser mayores a los reales, especialmente cuando δ es mayor a una vez y media ϕ_f . Según la teoría de Coulomb la magnitud de estas fuerzas puede ser expresada con las siguientes fórmulas:

- $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$
- $$K_a = \frac{\cos^2(\phi_f - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - i)}{\cos(\beta + \delta) \sin(\beta - i)}} \right]^2}$$

Donde:

P_a = Fuerza de presión activa (Fuerza/longitud).

K_a = Coeficiente de presión activa.

γ = Peso unitario.

H = Altura.

ϕ_f = Angulo de fricción interna del suelo.

β = Angulo de inclinación del muro.

δ = Angulo de fricción entre el muro y el suelo.

i = Angulo de inclinación del relleno en la superficie.

- $P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$
- $$K_p = \frac{\cos^2(\phi_f + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f + i)}{\cos(\beta - \delta) \sin(\beta - i)}} \right]^2}$$

Donde:

P_p = Fuerza de presión pasiva (Fuerza/longitud).

K_p = Coeficiente de presión pasiva.

γ = Peso unitario.

H = Altura.

6.3.2 Altura equivalente del suelo para sobrecarga de carga viva

En AASHTO (1994) LRFD Bridge Design Specifications, especifica la sobrecarga por carga viva (LS) en términos de altura equivalente del suelo, h_{eq} , para representar la carga vehicular. En la tabla 6.2 se presentan los valores de h_{eq} en función de la altura del muro.

Tabla 6.2 Altura equivalente h_{eq} del suelo

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)
≤ 1500	1700
3000	1200
6000	760
≥ 9000	610

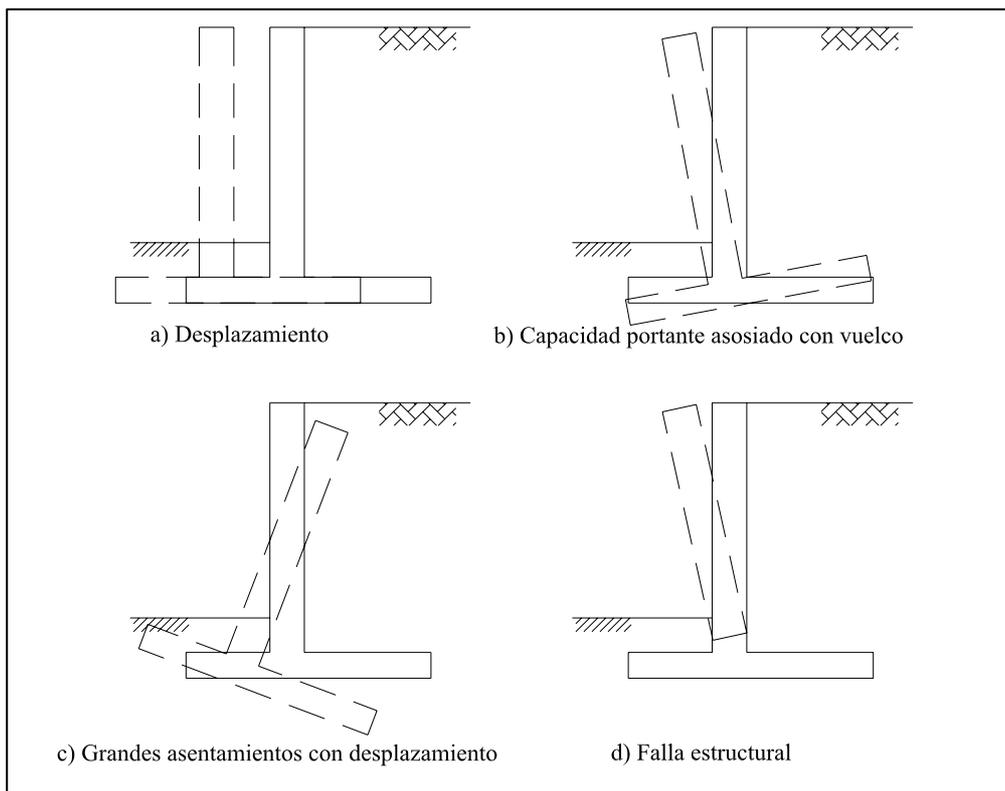


Fig. 6.7. Tipos de falla de estribos.

6.3.3 Requerimientos de diseño para estribos

Los estribos están sujetos a varios modos de falla como se muestra en la fig. 6.7. Estos modos de falla pueden ocurrir en el suelo o en la estructura.

La falla por desplazamiento ocurre cuando la presión lateral excede la capacidad de fricción de desplazamiento. La falla por capacidad portante sucede cuando se excede la capacidad del suelo de fundación. La falla de grandes asentamientos con desplazamiento se desarrolla en suelos arcillosos. Igualmente, se debe revisar las posibles fallas en miembros estructurales.

6.3.4 Criterios de estabilidad

Para el diseño de estribos sobre zapatas se debe diferenciar tres tipos de estribos:

- Estribos con suelo arcilloso en el relleno o la cimentación.
- Estribos con relleno granular y cimentado en arenas o gravas.
- Estribos con relleno granular y cimentado en roca.

En la fig. 6.8 se muestra las diferentes fuerzas de tierra las que puede estar expuesta los estribos. En la figura 6.9 se muestran las distintas distribuciones de presión según el tipo de estribo y el método de diseño. A continuación comentaremos los criterios más importantes en el diseño de estribos.

6.3.4.1 Ubicación de la resultante

Este criterio reemplaza el control al volcamiento del estribo. El criterio consiste en limitar la excentricidad de la resultante. Las excentricidades máximas son mostradas en la tabla 6.3.

La ubicación de la resultante X_0 puede determinarse por:

$$X_0 = \frac{\text{Sumatoria de mometos en } 0}{N}$$

La excentricidad resultante será: $e = \frac{B}{2} - X_0$

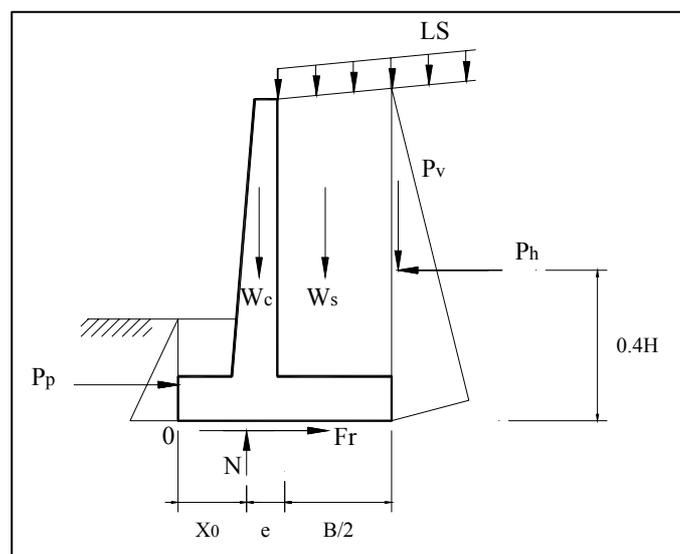


Fig. 6.8 Fuerzas en estribos.

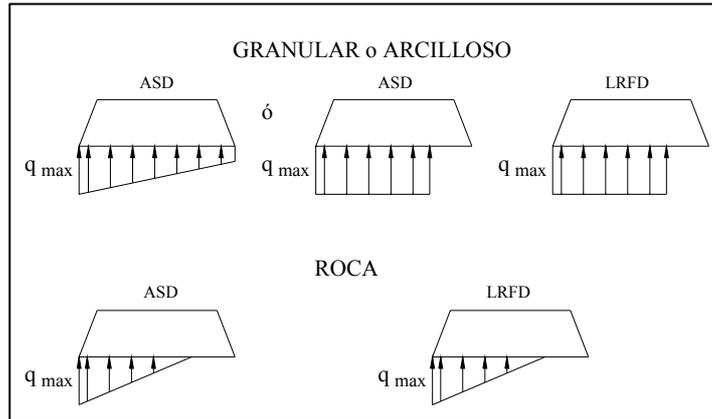


Fig. 6.9 Tipos de distribución de presión del suelo.

Tabla 6.3 Excentricidad máxima.

Tipo de suelo	Método ASD	Método LRFD
Granular o arcillas	B/6	B/4
Roca	B/4	3B/8

6.3.4.2 Capacidad portante

La seguridad contra este tipo de falla es obtenida aplicando los factores de resistencia de la tabla 6.1 en el método LRFD. En el método ASD, se obtiene la seguridad aplicando el factor de seguridad adecuado.

- $\Phi R_i q_{ult} \geq q_{max}$ (cargas amplificadas) (LRFD)
- $R_i q_{ult} / FS \geq q_{max}$ (cargas no amplificadas) (ASD)

Donde:

R_i = Reducción por cargas inclinadas = $(1 - H_n/V_n)^3$.

H_n = Cargas no factorizadas horizontales.

V_n = Cargas no factorizadas verticales.

q_{ult} = Capacidad portante última.

q_{max} = Presión portante máxima debido a las cargas aplicadas.

Φ = Factor de resistencia para capacidad portante.

FS = Factor de seguridad.

6.3.4.3 Resistencia al desplazamiento

La estabilidad contra el desplazamiento puede ser establecida como:

- $\Phi_s F_{ru} \geq \sum \gamma_i \Phi_i$ (cargas amplificadas) (LRFD)
- $F_r / FS \geq \sum P h_i$ (cargas no amplificadas) (ASD)

Donde:

$$F_{ru} = N_{ut} \delta_b + c_a B_e .$$

N_u = Resultante vertical amplificada.

δ_b = Ángulo de fricción entre la base y el suelo.

c_a = Cohesión.

B_e = Longitud efectiva de la base en compresión.

γ_i = Factor de carga i .

Φ = Fuerza de tierra horizontal causante de deslizamiento.

La presión de tierras pasiva delante del muro de retención puede ser incluida en la resistencia al deslizamiento (ver Fig. 6.8), si se está completamente seguro de su existencia permanente (debajo de losas o pavimentos). Sin embargo, sería conveniente ignorar la presión pasiva debido a que la falla al deslizamiento puede ocurrir antes de desarrollarse la fuerza de presión de tierras pasiva.

6.3.4.4 Asentamientos tolerables

Para suelos de arcilla y los granulares se debe verificar que la estructura no sobrepase los asentamientos máximos tolerables.

6.3.5 Predimensionamiento

En la fig. 6.10 y 6.11 se muestra un esquema con las dimensiones usuales para estribos de gravedad y cantilever según Barker, 1997. Para estribos de contrafuerte pueden usarse las dimensiones de estribos de cantilever con una separación de contrafuertes de $H/2$ a $2H/3$. Estas dimensiones pueden variar en casos de erosión.

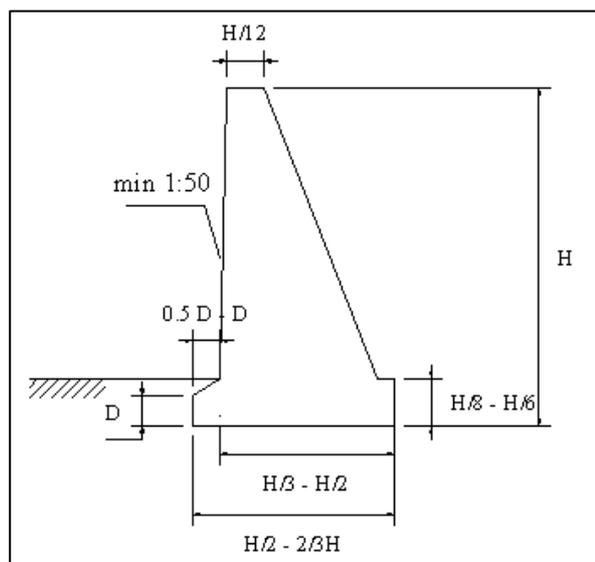


Fig. 6.10 Predimensionamiento de estribos de gravedad.

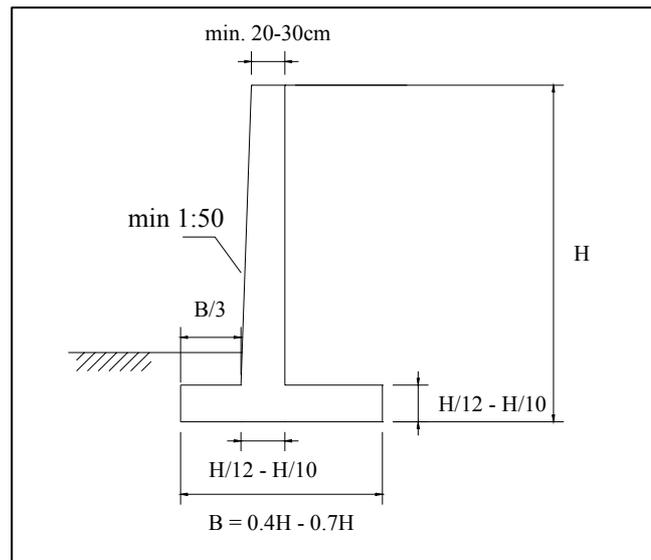


Fig. 6.11 Predimensionamiento de estribo de cantilever.

Asimismo, el ancho de la caja del estribo debe ser lo suficientemente grande para la colocación de los aparatos de apoyos de las vigas (aprox. $3/8$ de la altura de la viga).

Además, los anchos mínimos de cajuelas en cada estribo se determinarán eligiendo el mayor valor de calcular los máximos desplazamientos según el modelo sísmico elegido o como un porcentaje del ancho empírico de cajuela N determinado en la siguiente ecuación:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125 S^2)$$

Donde:

N = Longitud mínima empírica de la cajuela (mm).

L = Distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente.

Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H = Para estribos, es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión.

Para columnas y/o pilas, es la altura del pilar o de la columna.

Para articulaciones dentro de un tramo, es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm).

Para puentes simplemente apoyados es 0.0 mm.

S = Desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo.

6.3.6 Rediseño

En caso de no cumplir con los criterios de estabilidad se deben corregir las dimensiones del estribo. A continuación, presentamos algunas recomendaciones hechas por Kim (1995) para corregir problemas de estabilidad.

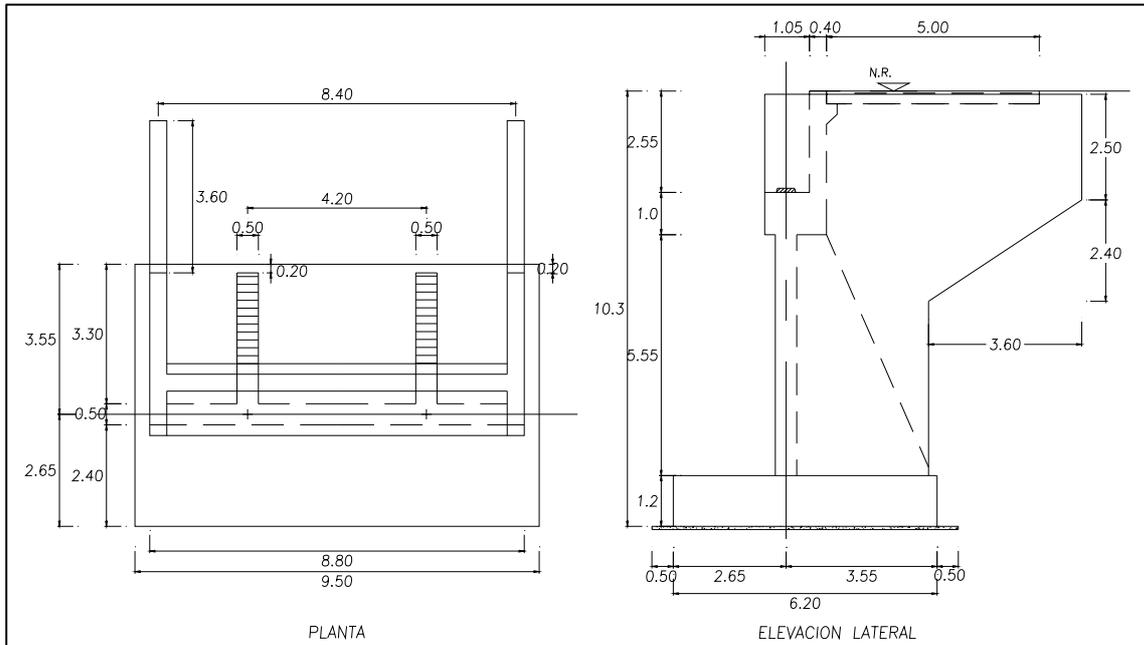


Fig. 6.12 Planta y elevación lateral de los estribos del Pte. Manco Inca. Unid. m.

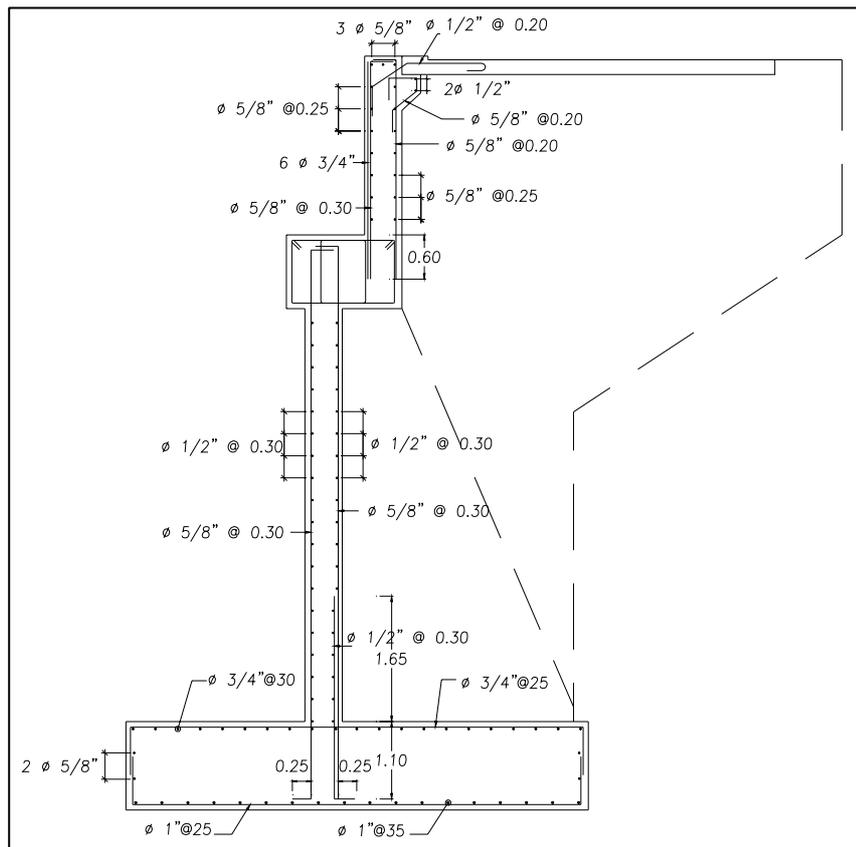


Fig. 6.13 Detalle de armadura de los estribos del Pte. Manco Inca.

Excentricidad no satisfecha:

- Aumentar ancho de la base.
- Mover el muro de contención hacia el talón del estribo.

- Reducir Ph reemplazando el relleno de arcilla por uno granular o proveer un sistema de drenaje.
- Diseñar una losa de concreto reforzado soportada por el estribo para no considerar la presión horizontal debida a la sobrecarga viva.

Resistencia al desplazamiento no satisfecha:

- Aumentar ancho de la base.
- Reducir Ph.
- Usar una base inclinada, o diseñar un espolón para incrementar la resistencia horizontal.
- Diseñar un losa de concreto reforzado.

Asentamientos y estabilidad no satisfecha:

- Aumentar ancho de la base.
- Reducir Ph.

En caso de obtener resultados irrazonables o antieconómicos se debe analizar la posibilidad de utilizar pilotes hincados o perforados.

Finalmente, a manera de ilustración en la fig. 6.12 y 6.13 se muestra el diseño definitivo de los estribos del puente Manco Inca . Este Pte. Se encuentra ubicado en la Región Piura y tiene una longitud de 40.0 m. Como se observa es un estribo reforzado con contrafuertes de $h = 10.3$ m con cortinas y una losa de transición para la contención del terraplén.

6.4 Diseño de pilares

Los pilares son los apoyos intermedios de la superestructura del puente. Además, tal como los estribos, estas estructuras deben ser capaces de soportar el empuje de los rellenos, la presión del agua, fuerzas de sismo y las fuerzas de viento. Estas cargas actúan tanto en el sentido longitudinal como en el transversal (ver fig. 6.13).

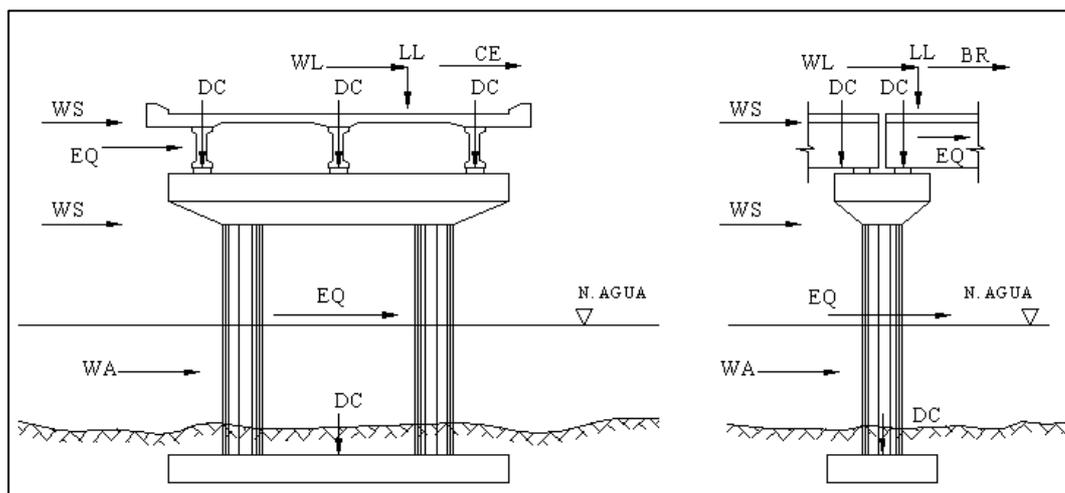


Fig. 6.13 Tipos de fuerzas sobre estribos. Las abreviaturas son las usadas por AASHTO (ver Cáp. 2).

Existen muchos tipos de pilares como se puede observar en la fig. 6.14. Incluso, estos pilares pueden ser de forma hueca para aumentar la rigidez del elemento. Desde el punto

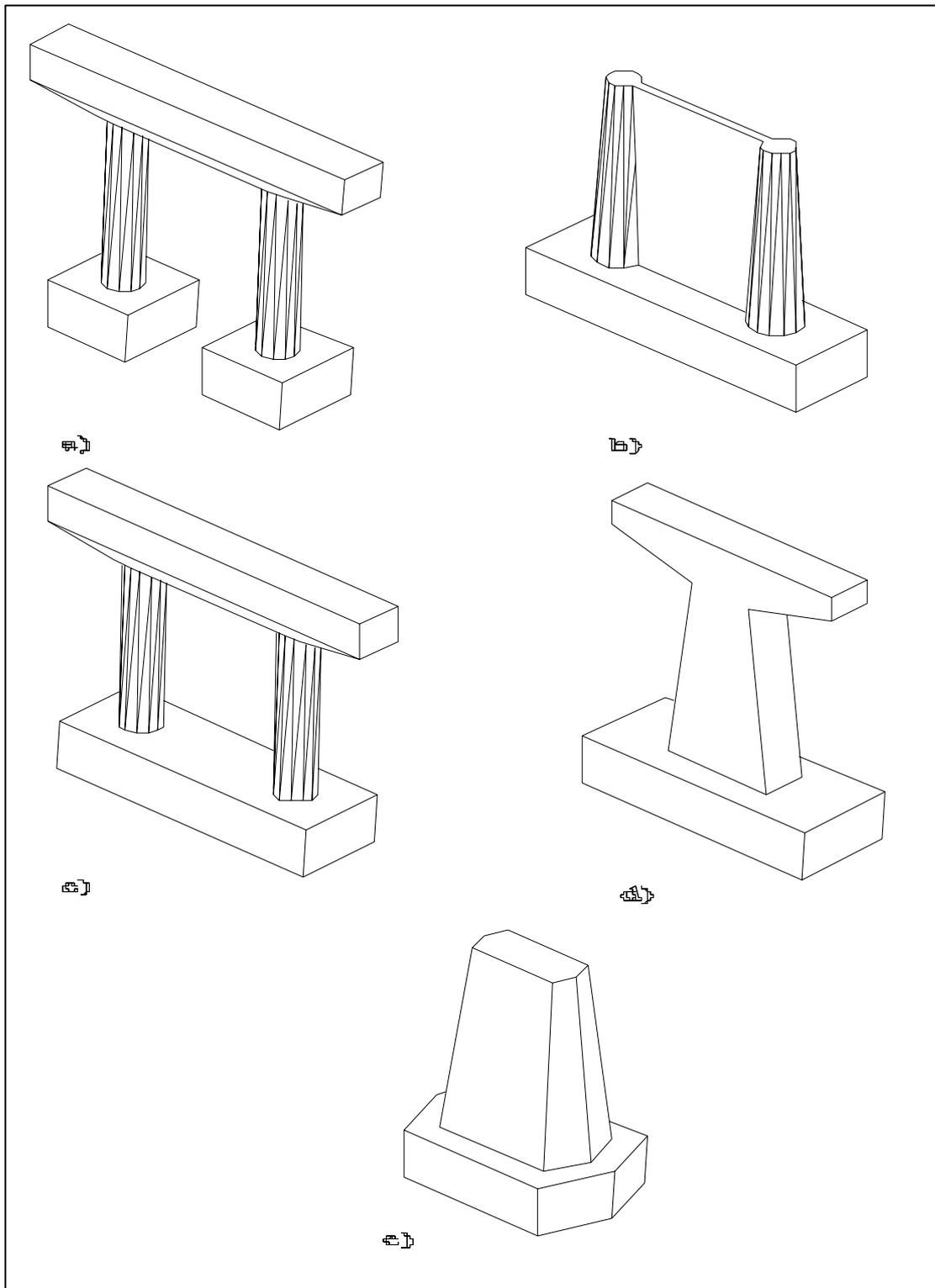


Fig. 6.14 Tipos de pilares. a) Pilares de pórtico abierto con viga cabezal, b) Pilares con diafragma, c) Pilares de pórtico cerrado con viga cabezal, d) Pilares con viga en voladizo, e) Pilares sólidos.

de vista del material, los pilares pueden ser de mampostería, concreto ciclópeo, concreto reforzado o concreto preesforzado.

Las pilares de mampostería y concreto ciclópeo se usan para estructuras de poca altura en terrenos resistentes. Mientras que los pilares de concreto armado y preesforzado son comunes para alturas mayores.

Se puede decir que los pilares están compuestos por:

- Base.
- Cuerpo o fuste.
- Corona o remate.

Los pilares deben tener formas aerodinámicas en caso de encontrarse sumergidos. En la fig. 6.15 se muestran algunas formas de pilares sumergidos. De esta manera se evita la socavación y la formación de vórtices. En caso de que la dirección del flujo sea incierta o pueda variar se recomienda usar pilares circulares.

Al igual que los estribos, los pilares pueden cimentarse con cimentaciones superficiales o por medio de pilotes o cilindros hincados (ver fig. 6.16).

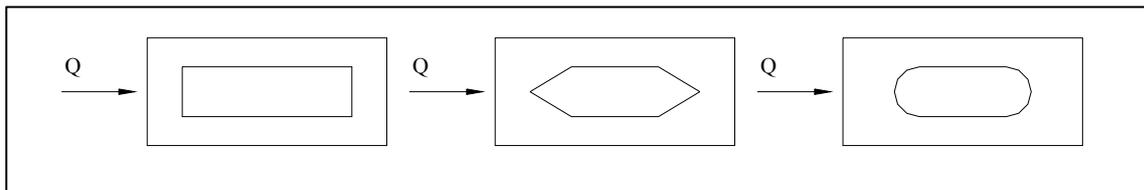


Fig. 6.15 Formas de pilares

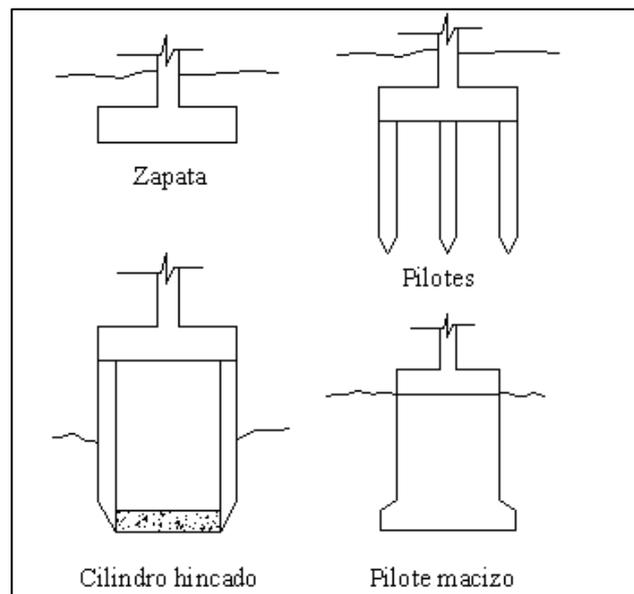


Fig. 6.16 Tipos de cimentación

6.4.1 Criterios de diseño

También, en la norma AASHTO (1994) *LRFD Bridge Design Specification*, requiere el uso del método LRFD en el diseño de pilares. Es decir, los pilares deben ser diseñados para los estados límites últimos (resistencia) y los estados límites de serviciabilidad (deformaciones, fatiga, grietas, deterioros).

Comúnmente, los pilares se comportan como columnas sujetas a cargas axiales y a momentos en las dos direcciones. Sin embargo, estas condiciones podrían variar dependiendo de las características particulares de cada proyecto.

Para las cimentaciones de los pilares se podrá elegir entre el método LRFD y el ASD. En el diseño se podrá seguir las mismas recomendaciones que se dieron para estribos, siempre y cuando sean aplicables. Asimismo, los pilares deben cumplir con los criterios de estabilidad mostrados anteriormente.

Para el análisis de la presión del agua se deben considerar las hipótesis de nivel máximo y mínimo de agua. De igual forma, se debe hacer el análisis de cargas de viento sobre vehículos, las superestructura y las subestructuras en los sentidos longitudinal y transversal.

Para el análisis de la carga viva se deben analizar varias posibilidades de manera que se obtengan los casos más desfavorables, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

6.4.2 Predimensionamiento

Para pilas de mampostería, la dimensión de la corona está determinada por la distancia entre las vigas exteriores, los apoyos y la altura de las vigas. Usualmente, la corona sobresale 0.15m del fuste con una pendiente de 1:10 a 1:20. En alturas pequeñas la pila puede ser totalmente vertical.

Los pilares de concreto reforzado o preesforzado tienen formas más variadas. Las más comunes son los pilares aporricadas y los pilares con viga en voladizo. Igualmente, las secciones más comunes son las rectangulares y las circulares. La viga cabezal de los pilares quedará determinada por la distancia de las vigas exteriores.

6.5 Requisitos de pilares tipo columnas y tipo muro

A continuación presentamos los principales requerimientos para columnas. Las normas que aquí se presentan han sido extraídas del Manual de diseño de Puentes del MTC del Perú. Para mayores detalles revisar el reglamento.

6.5.1 Requisitos de columnas

Los apoyos verticales serán considerados como columnas si la relación de altura libre a la mayor dimensión en el plano no es menor que 2.5. Para una columna de sección variable la dimensión máxima en el plano será la dimensión mínima de la columna. Caso contrario, los soportes serán considerados como pilares tipo muro.

También, se debe tener en cuenta que un mismo elemento puede ser diseñado como pilar tipo muro en su dirección más fuerte y como columna en su dirección más débil.

6.5.2 Refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal nos será menor de 0.01, ni mayor de 0.06 veces el área bruta de la sección A_g .

6.5.3 Resistencia a la flexión

La resistencia biaxial de las columnas no será menor que la requerida por flexión. Como se mostró en el capítulo de cargas, en el análisis de sismo se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares.

Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

$$\text{Caso 1: } 1.0 F_L + 0.3 F_T$$

$$\text{Caso 2: } 0.3 F_L + 1.0 F_T$$

F_L = Es la fuerza en la dirección Longitudinal del puente.

F_T = Es la fuerza en la dirección Transversal al puente.

En el estado límite de un evento extremo, los factores de resistencia (ϕ) serán remplazados por el valor de 0.50 cuando el evento extremo de carga axial para columna exceda $0.20f_c A_g$.

6.5.4 Refuerzo transversal y de corte en columnas

Las siguientes disposiciones se aplican en las regiones extremas superior e inferior de las columnas y pilares.

- En las regiones extremas V_c será 0.0 a menos que la fuerza axial de compresión exceda $0.10f_c A_g$.
- La región extrema para columnas será la mayor longitud de:
 - La máxima dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 1/6 de la altura de la columna.
 - 450 mm
- La región extrema para pilares será tomado como:
 - La región extrema superior será tomado como lo especificado para columnas.
 - La región extrema inferior será desde 3 veces el diámetro del pilar debajo del punto calculado de momento máximo a un diámetro del pilar, pero no menor de 450mm, encima de la línea de tierra.

El espaciamiento no excederá ya sea los 100 mm o un cuarto de la dimensión mínima del elemento.

6.5.5 Requerimientos para pilares tipo muro

Las disposiciones que se presentan a continuación serán aplicadas en la dirección más rígida del pilar. Si el pilar no es diseñado como columna en la dirección más débil, entonces las limitaciones de resistencia factorada al corte serán aplicables.

El porcentaje de refuerzo mínimo, tanto horizontal p_h , como vertical p_v en cualquier pilar no será menor de 0.0025. El porcentaje de refuerzo vertical no será menor que el porcentaje de refuerzo horizontal.

El espaciamiento máximo tanto horizontal como vertical no excederá 450 mm. El refuerzo requerido por corte será continuo y se distribuirá uniformemente. La resistencia factorada al corte, V_r en la columna será tomado como el menor de:

$$V_r = 0.66 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_r = \phi V_n$$

Donde:

$$V_n = (0.165 \sqrt{f'_c} + p_h f_y) b d$$

Capas de refuerzo horizontal y vertical deberán colocarse en cada cara del pilar.

El refuerzo transversal puede ser de estribos simples o sobrepuestos.

6.5.6 Espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento deberá ser:

- En la parte superior e inferior de la columna en una longitud no menor:
 - La mayor dimensión de la columna.
 - Un sexto de la altura libre de la columna.
 - 450 mm.
- Extendida en las conexiones inferior y superior.
- Provista dentro de los pilares en una longitud que se extienda 3 veces la máxima dimensión de la sección transversal o 450 mm, por encima de la línea de tierra.
- Espaciadas no más de un cuarto de la dimensión mínima del elemento, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal ó 150 mm centro a centro.

6.6 Requerimientos para cimentaciones

A continuación presentamos los principales requerimientos para cimentaciones. Las normas que aquí se presentan han sido extraídas del Manual de diseño de Puentes del MTC del Perú. Para mayores detalles revisar este reglamento.

6.6.1 Cimentaciones superficiales

- Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o roca menores a las presiones admisibles.
- Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados de área equivalente para la ubicación de secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo.
- Las zapatas serán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y la protección contra la socavación y los efectos de las heladas.

- Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia en los suelos.
- En casos de levantamiento será evaluada su resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.
- Para el análisis de estabilidad y asentamientos de cimentaciones se utilizarán las propiedades del suelo y/o roca calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en el estado límite de servicio.
- El área total de refuerzo no será menor que 0.5% del área neta del elemento cimentado, dado un mínimo de 4 barras.

6.6.2 Cimentaciones profundas

6.6.2.1 Pilotes hincados

- La profundidad del hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados tanto del pilote como del suelo. A menos que se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:
 - En suelos cohesivos rígidos y granulares compactos: 3m.
 - En suelos cohesivos blandos y granulares sueltos: 6m.
 - Los pilotes inclinados serán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, excepto en casos de rechazo.
 - En casos de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el pilotaje deberá penetrar el estrato firme para limitar el movimiento del pilote y proporcionar una capacidad portante adecuada.
- El pilote deberá ser diseñado para capacidad portante, resistencia estructural y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables. En el análisis de pilotes se tendrá en cuenta:
 - Diferencia de resistencia de un pilote simple y un grupo de pilotes.
 - Capacidad del estrato para soportar la carga del grupo de pilotes.
 - Efectos del hincado del pilote sobre estructuras adyacentes.
 - Efectos de socavación.
 - Transmisión de fuerzas como fricción negativa y carga debida al asentamiento.
- Cargas debidas al asentamiento del terreno:
 - En arcillas, limos y suelos orgánicos.
 - En rellenos colocados recientemente en la superficie.
 - Cuando el nivel freático ha sido deprimido.
- Los espaciamiento entre centros de pilotes no serán menores de 0.75m ó 2.5 veces el diámetro o lado del pilote.
- La distancia más cercana del pilote al lado de la zapata será mayor de 0.225m.
- Los pilotes deberán estar 0.30m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado del hincado.
- Si la unión del pilote con la zapata es mediante barras o torones el pilote debe estar por lo menos 0.15m dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor de 0.15m. más un recubrimiento adicional para considerar desalinamientos laterales del pilote. Además los pilotes quedarán 0.15m dentro del cabezal.

- Pilotes inclinados deben ser evitados en caso de preverse cargas por asentamiento del terreno, así como en las zonas sísmicas 3 y 4.
- La sección transversal de pilotes de concreto armado y pretensado no serán menores de 900 cm^2 cuando no están expuestos aguas marinas o agresivas. En caso contrario no serán menores de 1420 cm^2 .
- El acero de refuerzo longitudinal consistirá en 4 barras como mínimo, espaciadas uniformemente a lo largo del pilote. El área del refuerzo no será menor de 1.5 % del área transversal del pilote.
- En casos de pilotes utilizados como parte de una subestructura tipo pórtico o donde se previera una fuerte socavación que puede exponer una parte del pilote, se considerará en el análisis de un posible comportamiento como columna.

6.6.2.1 Pilotes llenados in situ

- Pueden ser de diámetro uniforme o variable o puede ser de base acampanada si son llenados en hoyos perforados o pozos.
- El área de la sección superior del pilote no será menor de 645 cm^2 y en la sección inferior no será menor de 323 cm^2 . Para extensiones sobre el nivel superior del pilote, el tamaño mínimo será como el especificado para pilotes hincados prefabricados de concreto armado.
- El área de refuerzo longitudinal no será menor de 0.8% del área total de la sección transversal. El refuerzo transversal será proporcionado con espirales de un área no menor de 23 mm^2 a un espaciamiento de 15 cm. El acero de refuerzo será prolongado 3 m. bajo el nivel donde el suelo proporciona adecuada restricción lateral.
- Serán considerados pilotes de pequeño diámetro los pilotes no mayores de 0.20 m.
- Para la verificación de la carga a compresión en el casos pilotes de pequeño diámetro en estratos de suelo blando, deberá considerarse el efecto de pandeo.

CAPÍTULO 7: SISTEMAS DE APOYOS Y JUNTAS

7.1 Sistemas de apoyos

La función de los sistemas de apoyos es transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura o de una superestructura a otra, permitiendo los movimientos traslacionales o rotacionales. Los apoyos deben ser capaces de resistir las cargas, absorber los movimientos, satisfacer los requerimientos de fatiga y resistir la acción de los aceites, intemperie ozono atmosférico, radiación ultravioleta y temperaturas extremas.

Los apoyos pueden ser articulado fijo o apoyo fijo ó articulado móvil o apoyo móvil. El comportamiento de los apoyos se debe establecer previamente en el diseño. Sin embargo, este comportamiento previo es ideal y pocas veces se obtiene en la estructura real.

7.1.1 Tipos de apoyos

En la tabla 7.1 extraída de AASHTO (1994) *LRFD Bridge Design Specifications* se definen los tipos de apoyos con sus rangos de aplicación para diferentes cargas y movimientos.

Donde:

S = Aplicable.

U = No aplicable.

L = Aplicable pero con limitaciones.

R = Podría ser aplicable pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales como deslizadores o guías.

Tabla 7.1 Rango de aplicación de apoyos

Tipo de apoyo	Movimiento		Rotación sobre el eje			Resistencia a cargas		
	Long	Trans	Long	Trans	Vert	Long	Trans	Vert
Cojín plano de elastómero	L	L	S	S	L	L	L	L
Cojín reforzado de fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Cojín cotton duck	U	U	U	U	U	L	L	S
Elastómero reforzados con acero	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyos planos deslizantes	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo curvo esférico deslizante	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo curvo cilíndrico deslizante	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo de disco	R	R	S	S	L	S	R	S
Apoyo de doble cilindro	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo confinado en un recipiente	R	R	S	S	L	S	S	S
Balancines	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo con pines de nudillos	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de rodillo simple	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo de rodillos múltiples	S	U	U	U	U	U	U	S

7.1.1.1 Apoyos de elastómero

Los apoyos de elastómero son los apoyos más simples de puentes. El apoyo consiste en un bloque generalmente rectangular o circular de elastómero. El apoyo trabaja como un material suave de transición entre la superestructura y la subestructura que permite movimientos en todas las direcciones por medio de desplazamientos y/o rotaciones elásticas. Este tipo de apoyo es muy usado en puentes de luces pequeñas.

El inconveniente de este tipo de apoyo es que tiende a abultarse originando desplazamientos y giros verticales excesivos. Sin embargo, reforzando en capas el elastómero con delgadas placas de acero, fibra de vidrio o algodón se disminuye este efecto. (ver Fig. 7.1)

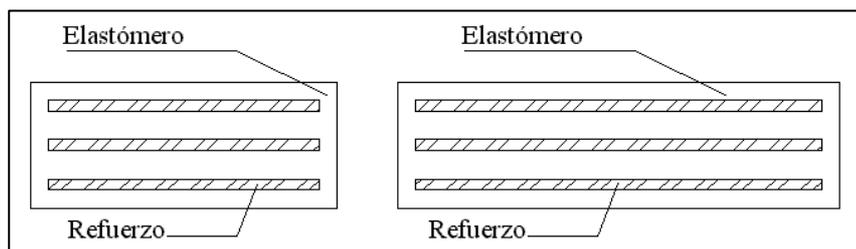


Fig. 7.1 Apoyo de elastómero móvil reforzado.

Para impedir los desplazamientos horizontales es necesario usar elastómeros con resistencia al deslizamiento. Esto se puede lograr colocando placas vulcanizadas arriba y abajo del apoyo, que se pueden conectar a la superestructura y subestructura por medio de pernos o fijadores (ver Fig. 7.2).

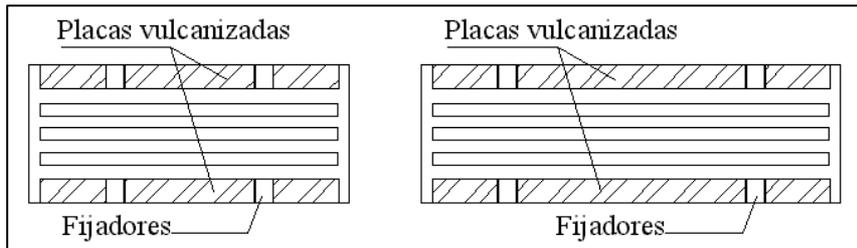


Fig. 7.2 Apoyo de elastómero fijo.

Sin embargo, este tipo de apoyo con placas vulcanizadas sólo puede transmitir pequeñas fuerzas horizontales, por lo que en caso de cargas altas o permanentes se requiere de una construcción de acero adicional para restringir los desplazamientos horizontales y permitir las rotaciones (ver Fig. 7.3 y 7.4).

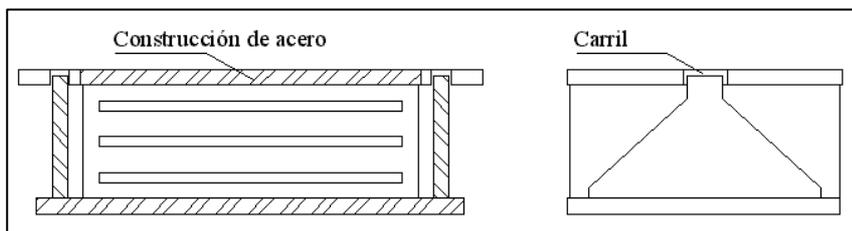


Fig. 7.3 Apoyo de elastómero con construcción de acero fijo en una dirección.

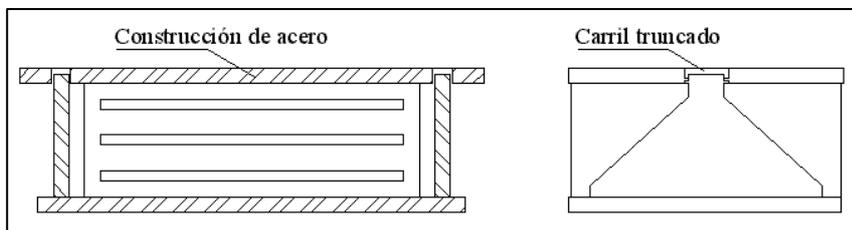


Fig. 7.4 Apoyo de elastómero con construcción de acero fijo en dos direcciones.

7.1.1.2 Apoyos de acero

Estos apoyos son los más antiguos. El apoyo puede consistir en dos placas que deslizan entre sí, o en un rodillo o esfera de acero sobre otra superficie plana o curva. Si la superficie es parte de una esfera, teóricamente se obtiene un punto de contacto. Si la superficie es un cilindro se obtiene una línea de contacto (ver fig. 7.5 - 7.7).

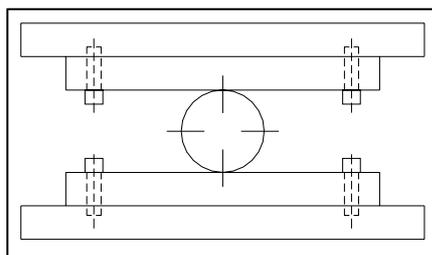


Fig. 7.5 Apoyo de rodillo.

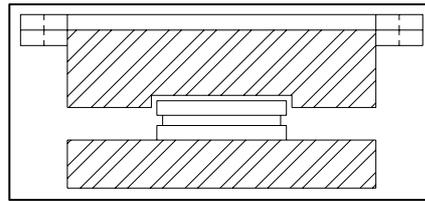


Fig. 7.6 Apoyo basculante curvo esférico fijo.

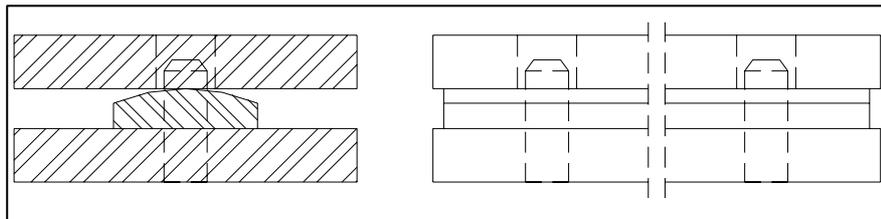


Fig. 7.7 Apoyo basculante con rotación en un eje.

Las superficies planas son usadas para permitir desplazamientos horizontales (apoyos deslizantes), mientras que los apoyos curvos esféricos y cilíndricos permiten rotaciones multiaxiales o axiales respectivamente.

Los apoyos deslizantes consisten de dos placas planas que pueden ser una bronce contra otra de acero adecuadamente lubricados, sin embargo tiene muchas limitaciones debido al incremento del coeficiente de fricción con el tiempo. Este problema se puede solucionar con el uso de Politetrafluoroetileno (PTFE) o teflón que posee bajos coeficientes de fricción y gran resistencia química. Sin embargo tiene poca resistencia a la compresión y alta expansión térmica por lo que es usado en láminas sin afectar sus propiedades de baja fricción.

Los apoyos curvos esféricos y cilíndricos poseen teóricamente un punto o a línea de contacto respectivamente, esto lleva a suponer un esfuerzo infinito en los apoyos. Este problema fue resuelto por el físico Heinrich Hertz quien descubrió que debido a las deformaciones elásticas el punto de tangencia se convierte en una región circular y la línea de tangencia se convierte en una región rectangular.

Usualmente, los apoyos curvos esféricos son usados para reacciones de 500KN a 2500KN, mientras que los apoyos de rodillos y balancines son más comunes en el rango de 200KN a 20 000KN.

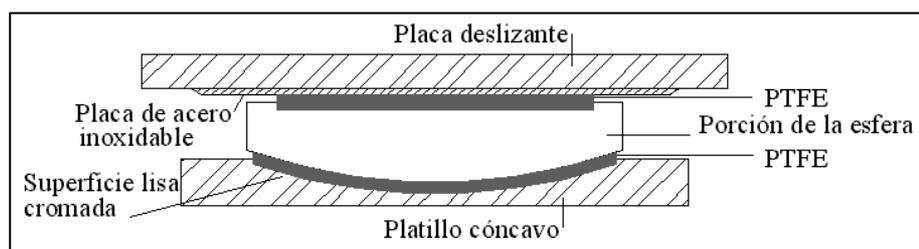


Fig. 7.8 Apoyo curvo esférico deslizante multidireccional.

Además, de los apoyos curvos esféricos que permiten rotaciones también se puede lograr que deslicen. Esto se puede lograr por medio de un platillo de PTFE como se muestra en la fig. 7.8. Esta capa de PTFE tiene que ser lubricada. La parte superior de la superficie cóncava lleva también otro platillo PTFE y la parte de la esfera tiene una superficie lisa cromada inoxidable. También, la placa superior lleva una superficie lisa de acero inoxidable.

Además, se debe tener en cuenta que la fricción resistente de las partes deslizantes causa momentos debido a las rotaciones que deben ser considerados en el diseño de los apoyos.

Para restringir el desplazamiento horizontal en una dirección es necesario una construcción adicional que guíe el desplazamiento en una sola dirección. Esto se puede observar en la fig. 7.9 y 7.10.

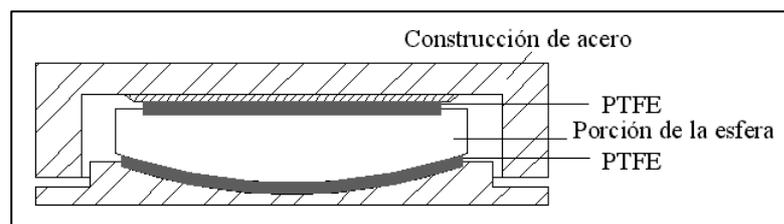


Fig. 7.9 Apoyo curvo esférico deslizante restringido.

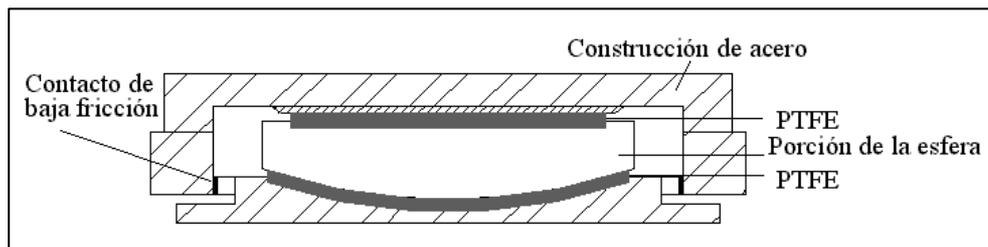


Fig. 7.10 Apoyo curvo esférico deslizante restringido en una sola dirección.

En general los apoyos esféricos son usados para fuerzas verticales de 1000 kN a 100 000 kN. Además, se debe mencionar que existen diversas variantes como usar sólo una superficie PTFE deslizante y muchas se veces se pueden combinar con otro tipo de apoyos para restringir o permitir desplazamientos o giros en los apoyos.

Además, existen otros apoyos como los balancines que consisten en una superficie curva colocada sobre otra superficie plana o curva. En la fig. 7.11 se muestra un esquema de este dispositivo. Ambas partes deben ser restringidas por un pin para evitar los movimientos laterales.

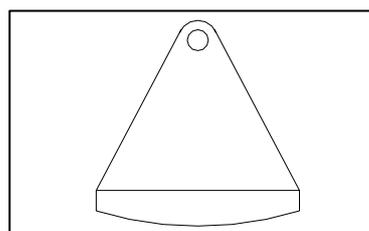


Fig. 7.11 Apoyo tipo balancín.

7.1.1.3 Apoyos de elastómeros confinados

Este tipo de apoyos combina las propiedades de facilidad de rotación con la transmisión de las fuerzas sobre un área definida. El apoyo consiste en un recipiente de acero, llenado con un disco de elastómero más un tope o un pistón encima (ver Fig. 7.12).

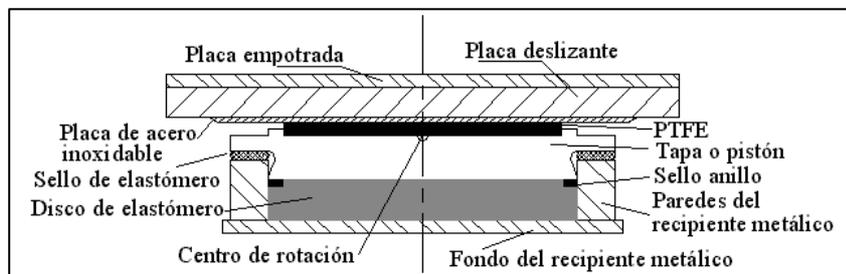


Fig. 7.12 Apoyo de elastómero confinado con deslizamiento multidireccional.

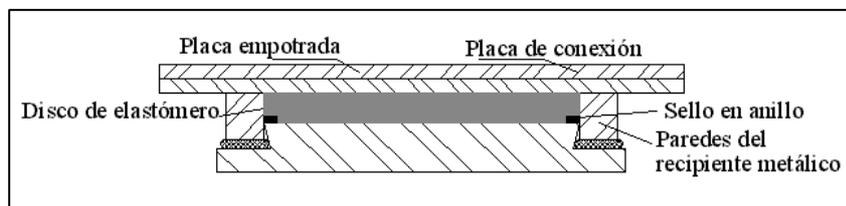


Fig. 7.13 Apoyo de elastómero confinado fijo.

Cuando el apoyo es sujeto a compresiones altas, el elastómero se comporta como un líquido. Las rotaciones son posibles gracias al volumen constante de elastómero. El sello debe trabajar adecuadamente ya que si llega a fallar, el elastómero escapará como un líquido viscoso.

El tipo standard de apoyo sólo permite rotaciones, sin embargo con ayuda de más dispositivos se puede lograr desplazamientos horizontales en dos o en solo una dirección. Este objetivo se puede lograr con una capa de PTFE, la superficie lisa de acero inoxidable, y la lubricación. La lámina de PTFE tiene un espesor de 5-6 mm donde la mitad del PTFE se encuentra encajada en la parte superior de la tapa o pistón.

El apoyo puede ser libre o fijo como en la fig. 7.12 o 7.13, pero en caso de querer restringir el deslizamiento a una sola dirección es necesario colocar una guía sobre la tapa. Este mecanismo se puede observar en la fig. 7.14.

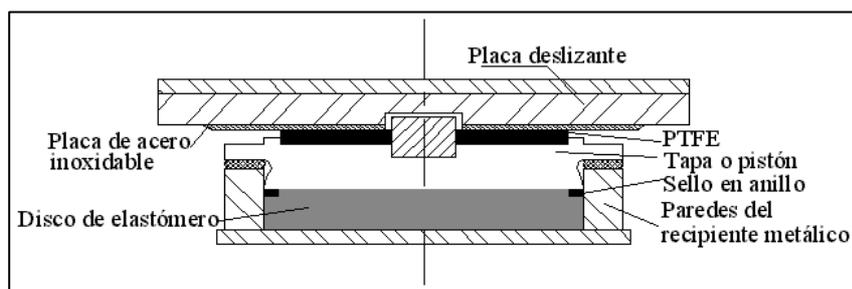


Fig. 7.14 Apoyo de elastómero confinado restringido en una dirección.

En general, estos apoyos de elastómeros confinados son usados para resistir reacciones de 1000 a 100 000kN, donde la compresión entre la tapa y el elastómero no debería exceder 4.0 kN/cm^2 dependiendo de la calidad del material. Igualmente, la compresión admisible del PTFE es de 3.0 kN/cm^2 para cargas permanentes y 4.5 kN/cm^2 para cargas transitorias aproximadamente (Ramberger, Günter. 2002).

7.1.1.4 Apoyos de disco

Este tipo de apoyo consiste en un disco de elastómero confinado con un mecanismo adicional para restringir parcialmente el corte (ver fig. 7.15). La diferencia con los apoyos confinados vistos anteriormente consiste en que los apoyos de disco permiten extensiones transversales elastoméricas del disco.

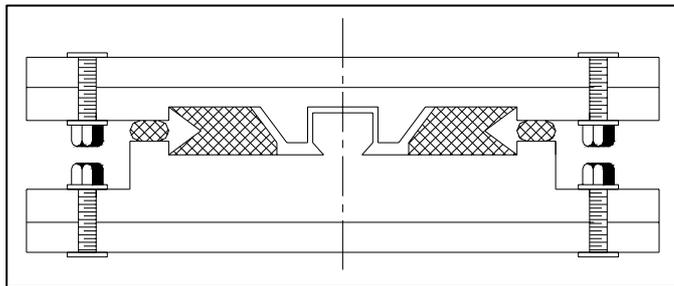


Fig. 7.15 Apoyo de disco fijo.

Su capacidad a compresión es parecida a la de los apoyos de elastómero. También, al igual que los apoyos confinados, las rotaciones alrededor de los ejes horizontales son originadas por deflexiones diferenciales del disco. Sin embargo, se debe tener en cuenta en el diseño que las rotaciones causan un cambio del eje central de cargas.

El modelo básico de este tipo de apoyo es fijo. Donde las fuerzas transversales son transmitidas por la restricción al corte que permite deformaciones y rotaciones verticales. Además de este tipo de disco básico con mecanismos adicionales se pueden lograr apoyos con superficie deslizantes en una o dos direcciones (ver fig. 7.16 y 7.17).

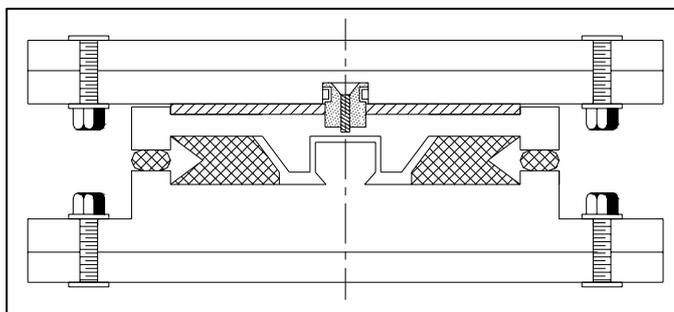


Fig. 7.16 Apoyo de disco con deslizamiento unidireccional.

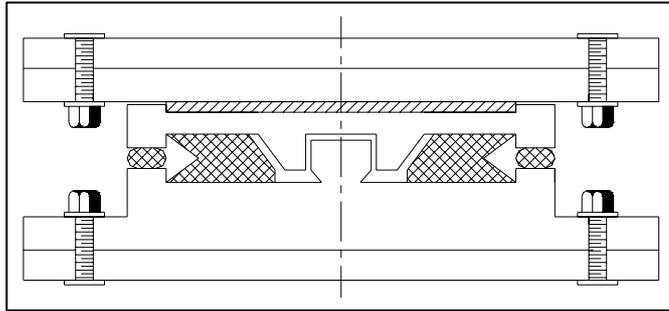


Fig. 7.17 Apoyo de disco con deslizamiento multidireccional.

En la actualidad, existen muchos tipos de apoyos y a su vez cada tipo de apoyo tiene sus respectivas variantes o combinaciones con otros tipos de apoyos para restringir o permitir los distintos grados de libertad.

7.1.2 Diseño y análisis de apoyos de elastómero.

A continuación expondremos los principales criterios y recomendaciones de AASHTO. En la fig. 7.18 se observa las diferentes partes del elastómero.

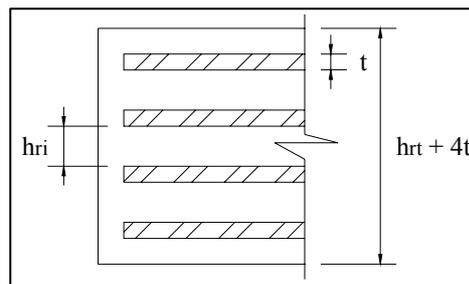


Fig. 7.18 Configuración de elastómero con refuerzo.

AASHTO especifica que los apoyos deben satisfacer los criterios de diseño bajo cargas de servicio sin impacto.

La altura del elastómero, h_{ri} no debe ser menor que dos veces la máxima deformación cortante, Δ_s , para prevenir el levantamiento y la desplastificación de los bordes.

El factor de forma del elastómero podrá ser estimado como:

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

Donde:

h_{ri} = Espesor de la capa i .

L = Longitud de la configuración rectangular.

W = Ancho de la configuración rectangular.

Asimismo, AASHTO también regula los esfuerzos de compresión por medio de las siguientes expresiones:

- $\sigma_s \leq 1.66 \text{ GS}$
- $\sigma_s \leq 11.0 \text{ MPa}$
- $\sigma_L \leq 0.66 \text{ GS}$

Donde:

σ_s = Esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total (MPa).

σ_L = Esfuerzo de compresión promedio debido sólo a la carga viva (MPa).

G = Módulo de corte del elastómero (MPa).

Además, para estimar las deflexiones en los elastómeros se puede hacer uso de los gráficos esfuerzo deformación, que dependen de la dureza del material y del factor de forma. En la fig. 7.19 se muestra las curvas esfuerzo deformación para elastómeros reforzados de dureza 60.

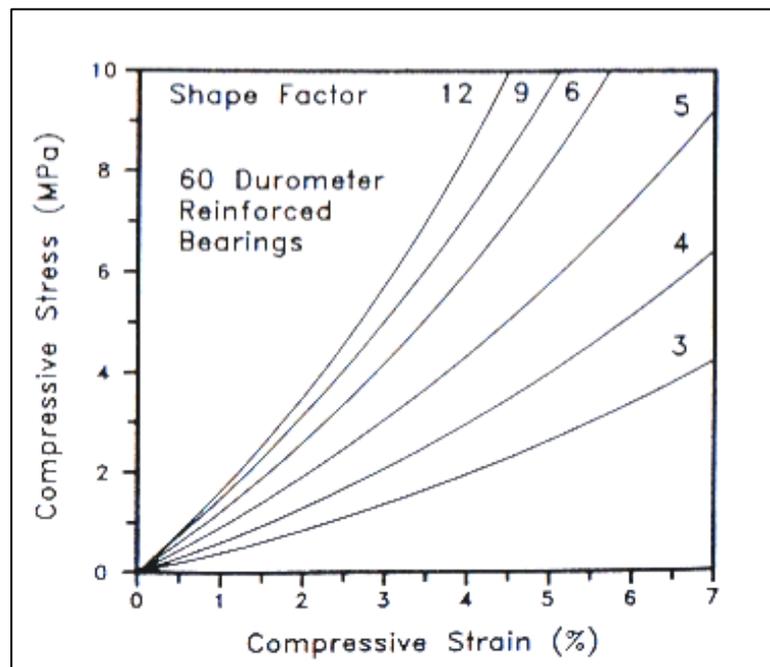


Fig. 7.19 Curva esfuerzo deformación para elastómeros reforzados de dureza 60
Extraído de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Para apoyos sujetos a compresión y rotación combinada deberán ser diseñados para evitar cualquier levantamiento o esfuerzos de compresión excesivos. El levantamiento para elastómeros rectangulares se puede garantizar si se cumple:

- $\sigma_s > \sigma_{upmin} = 1.0 \text{ GS} \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$

Donde:

θ_s = Rotación de diseño.

n = Número de capas interiores.

B = Longitud en la dirección de la rotación.

G = Módulo de corte. (Usar el valor máximo para el criterio de levantamiento).

El requerimiento de para evitar esfuerzos excesivos de compresión en apoyos sujetos a deformaciones cortantes se expresa en la siguiente condición:

$$\bullet \quad \sigma_s < \sigma_{Cmax} = 1.875 GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\sigma_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

Donde:

G = Módulo de corte. Se debe usar el valor mínimo para el criterio de cortante.

Además se debe asegurar la estabilidad de los apoyos bajo la combinación de cargas del estado límite de servicio. Esto se logra limitando el esfuerzo de compresión promedio que para puentes con losa libres de trasladarse horizontalmente es:

$$\bullet \quad \sigma_s \leq \sigma_{cr} = \frac{G}{2A - B}$$

Donde:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{S \sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}}$$

$$B = \frac{2.67}{S(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right)}$$

El reforzamiento deberá soportar los esfuerzos de tensión producidos por la compresión en el apoyo. Entonces el espesor de las placas de acero h_s podrá estimarse por las siguientes expresiones:

Estado límite de servicio:

$$\bullet \quad h_s \geq \frac{3h_{max}\sigma_s}{F_y}$$

Estado límite de fatiga:

$$\bullet \quad h_s \geq \frac{2h_{max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

h_{max} = Máximo valor de los h_{ri} :

F_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo, usualmente = 345 MPa.

ΔF_{th} = Esfuerzo de fatiga, usualmente para superficies lisas sin uniones = 165 MPa.

Para el diseño de otro tipo de apoyos se debe consultar las especificaciones de AASHTO (1996). Standard Specifications for Highway Bridges.

7.2 Sistemas de juntas

7.2.1 Función de las juntas

La función de las juntas es resistir las cargas externas y proveer seguridad al tránsito sobre la brecha entre el puente y el estribo o entre dos puentes de manera que todo el puente pueda desplazarse sin causar grandes esfuerzos. Al mismo tiempo, las juntas de expansión deben proveer una transición suave entre el puente y las áreas adyacentes.

Para lograr estos objetivos, las juntas de expansión deberán ser robustas y adecuadas para todas las cargas o acciones locales como las condiciones climáticas, humedad o agentes corrosivos. Además, el reemplazo de todas las partes usadas debería ser posible de una manera sencilla.

Los movimientos en las juntas de expansión dependen del tipo de puente y de la configuración de los apoyos. Normalmente, estos movimientos resultan de la temperatura, desplazamientos debidos a cargas externas, creep y shrinkage.

En general, las juntas de expansión deberían cumplir los siguientes requerimientos:

- Capacidad de movimiento.
- Resistencia de cargas estáticas y dinámicas.
- Hermeticidad
- Niveles bajos de ruido.
- Seguridad de tráfico.

7.2.2 Recomendaciones para juntas

A continuación presentamos algunas recomendaciones hechas por Günter Ramberger (2002) para satisfacer los requerimientos de juntas.

Es importante conocer que para cumplir con los requisitos de juntas se debe evitar pendientes mayores al 3%, así como diferencias de niveles mayores a 8 mm entre las superficie unidas. Del mismo modo no recomienda juntas mayores a 60mm.

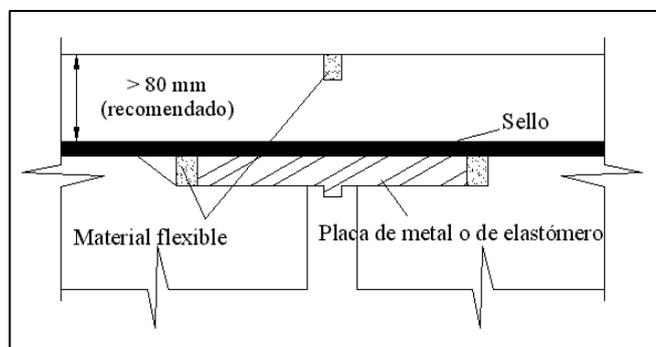


Fig. 7.20 Juntas ocultas.

Para puentes con movimientos pequeños hasta 15 mm es posible construir carpetas asfálticas continuas soportadas sobre placas sobre la brecha (ver Fig. 7.20). En caso de

movimientos mayores a 10mm se recomienda una placa de elastómero en vez de la placa de acero.

Para movimientos mayores hasta 25 mm es posible mediante asfaltos especiales construir juntas asfálticas como se muestra en la fig. 7.21. Sin embargo, este tipo de juntas suelen tener poca duración y generalmente son usadas para construcciones temporales.

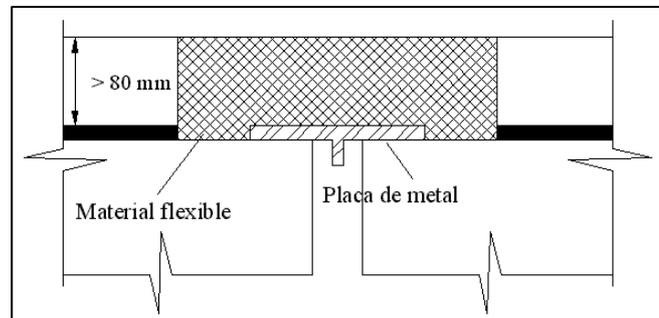


Fig. 7.21 Juntas asfálticas

Para movimientos mayores de 25 a 80 mm se puede lograr juntas por medio de elementos sellantes (ver fig. 7.22). El elemento de sello puede ser reemplazado por un cojinete en caso de requerir absorber deformaciones cortantes.

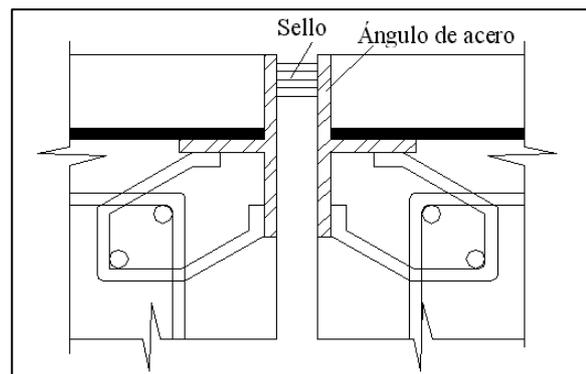


Fig. 7.22 Junta de expansión para movimientos de 25 a 80 mm.

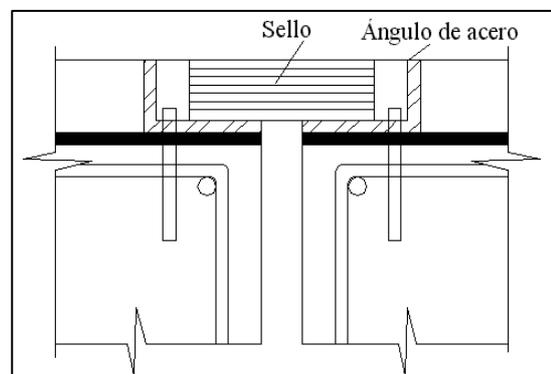


Fig. 7.23 Junta de expansión con cojinete.

De otro lado Jerónimo Herrera (1996), recomienda para juntas de dilatación de 20 mm bordes con ángulos metálicos de 5"x5"x3/16" anclados en el concreto (ver Fig. 7.24).

Adicionalmente recomienda una cinta de Sika PVC a 20 cm de profundidad para evitar el escurrimiento del asfalto.

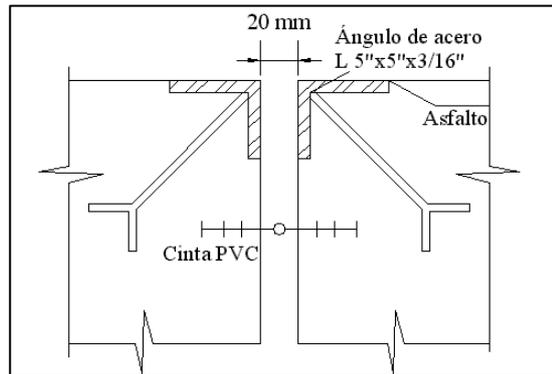


Fig. 7.24 Junta de dilatación con bordes metálicos.

Este tipo de junta tiene la variante de usar platinas metálicas dentadas debidamente ancladas en lugar de los ángulos. En la actualidad, existen muchos tipos de juntas con sus ventajas y desventajas.

CAPÍTULO 8: OBRAS COMPLEMENTARIAS

8.1 Barandas

Como se describió anteriormente en el capítulo 2 (Cargas), los puentes deben ser provistos de barandas o sistemas de barreras para protección de los usuarios. Estos sistemas deben resistir las distintas cargas en las respectivas direcciones.

Para cumplir este objetivo el Manual de Diseño de Puentes señala que la altura de las barandas para puentes peatonales será no menor de 1.10 m. y en casos de ciclovías, será no menor de 1.37 m.

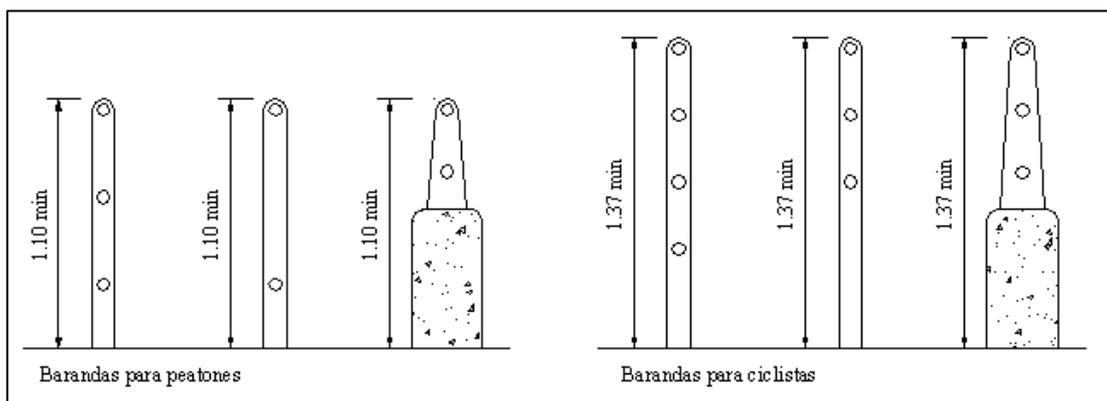


Fig. 8.1 Modelos de barandas para tránsito peatonal y de ciclistas separado del vehicular.
Adaptado de Herrera Mantilla, Jerónimo. Puentes, Univ. Católica de Colombia 1996.

Además, las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean económicas y estéticas. Debe considerarse el aspecto estético al momento de escoger el tipo de baranda o barrera de manera que pueda lograrse armonía con el resto de la estructura. En general, las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen estos requisitos.

Herrera Mantilla (1996), recomienda algunos sistemas de barandas para tránsito. En la fig. 8.1 se muestran algunos esquemas recomendados para tránsito peatonal y de ciclistas, que se encuentre separado del tránsito vehicular por medio de barandas. Además, en caso de veredas no separadas por medio de barandas del tránsito vehicular, recomienda los modelos de barandas de la fig. 8.2 y 8.3. Asimismo, cuando no existe veredas ó sólo cuenta con bordillos recomienda los sistemas de baranda de la fig. 8.4 para tránsito vehicular.

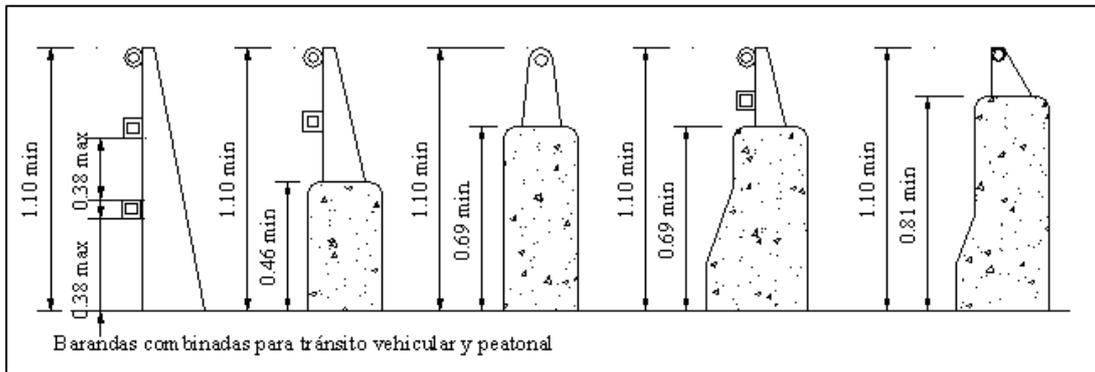


Fig. 8.2 Modelos de barandas para tránsito peatonal no separado del vehicular. Adaptado de Herrera Mantilla, Jerónimo. Puentes, Univ. Católica de Colombia 1996.

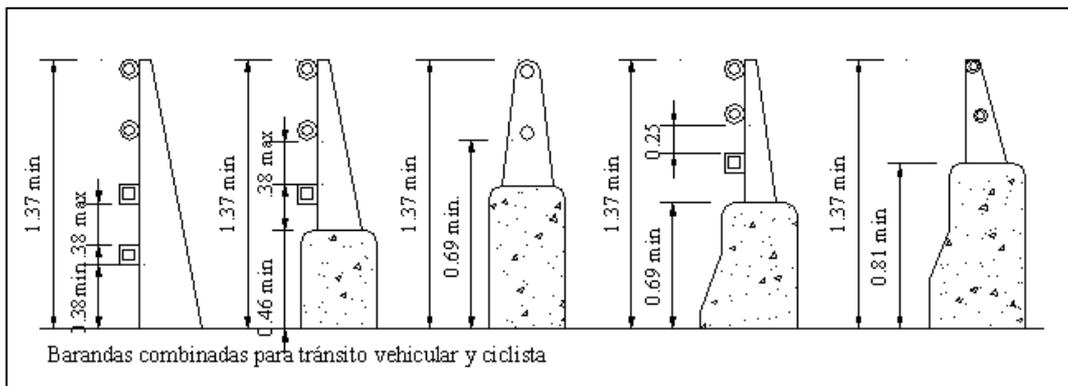


Fig. 8.3 Modelos de barandas para tránsito ciclista no separado del vehicular. Adaptado de Herrera Mantilla, Jerónimo. Puentes, Univ. Católica de Colombia 1996.

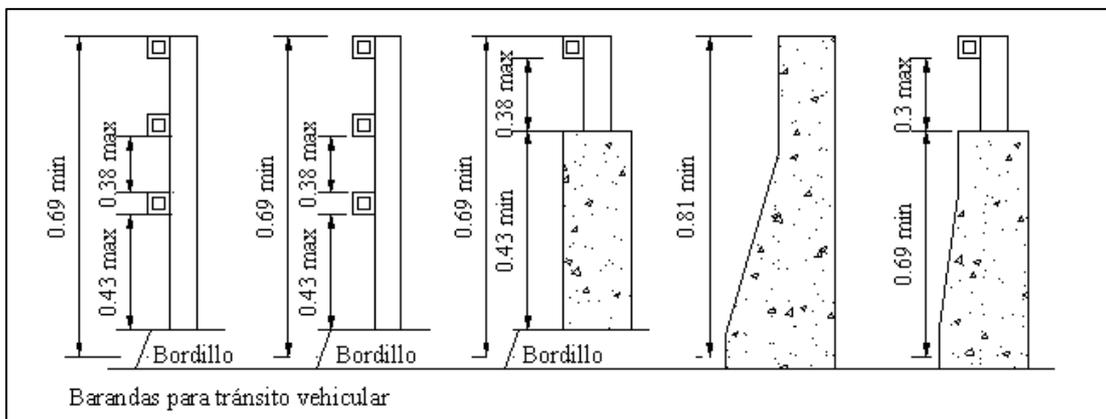


Fig. 8.4 Modelos de barandas para tránsito vehicular. Adaptado de Herrera Mantilla, Jerónimo. Puentes, Univ. Católica de Colombia 1996.

8.2 Separadores

En general, para facilitar el flujo de tráfico cuando existe un puente en dos sentidos se recomienda separar el tráfico. Para lograr ese fin, el MTC en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG – 1999, especifica el uso de separadores centrales y laterales.

Sin embargo, en el mismo documento se especifica que en casos donde se pueda justificar razones técnico-económicas en estructuras excepcionales el ancho podrá ser reducido a sólo 1 m, previa aprobación del MTC. Además, en casos extremos el separador central se podrá reducir a una barrera o defensa y a una franja de seguridad o berma a cada lado.

El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC - DCGF señala que en puentes con dos vías de tráfico, puede disponerse de una barrera de mediana magnitud como elemento separador entre las dos vías. En obras urbanas, se admiten barreras especiales, más ligeras y estéticas, pero con la resistencia verificada. Las barreras serán ubicadas como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m.

8.3 Bermas

En general, los puentes deberían mantener la misma sección transversal del tramo de carretera donde se encuentre ubicado. Dicha sección también comprende las bermas. Sin embargo, para puentes con luces mayores a 20 m el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción establece en la tabla 305.01 del Manual Diseño Geométrico de Carreteras DG – 1999, que se podrá reducir el ancho de las bermas (ver tabla 8.1). En todo caso, el MTC tiene la potestad de aprobar casos excepcionales con secciones inferiores o superiores si existe una justificación técnico – económica.

Además, el DG-1999 del MTC establece que en el caso de proveer veredas al puente estas tendrán un ancho mínimo de 0.75 m y se deberá separar de las bermas por medio de barreras y proteger los bordes con barandas.

8.4 Losas de transición

El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC – DCGF especifica que las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20 m y una longitud límite justificado dentro de la geometría del puente y los accesos. Además, se especifica que estarán ligados a la estructura o al estribo del puente mediante articulaciones de concreto, sin conectores, y apoyadas en el terraplén de acceso.

8.5 Cortinas y alas

Las cortinas son elementos extremos dotados, en la cara externa de uno o dos dientes a lo largo de toda su longitud. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición (ver fig. 6.12) y el diente inferior opcional, contribuye a la contención del terraplén y las armaduras de las cortinas.

Las alas son estructuras laminares solidarios con geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso (ver fig. 6.4 a). El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC – DCGF especifica que deberán tener un espesor no menor de 0.25 m y confinar preferentemente toda la losa de transición.

Tabla 8.1 Ancho de bermas en puentes de luces > 20 m, según la clasificación de la vía.

CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
TRAFICO VEH/DIA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERISTICAS	AP				MC				DC				DC				DC			
OROGRAFIA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DE DISEÑO																				
30 KPH																			0.5	0.5
40 KPH															1.2	1.2	0.9	0.9	0.5	
50 KPH											1.2	1.2			1.2	1.2	0.9	0.9		
60 KPH					1.5	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	0.9		
70 KPH			1.8	1.8	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.5	1.2	1.5	1.5	1.5		1.2			
80 KPH	1.8	1.8	1.8	1.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5		1.5	1.5			1.2			
90 KPH	1.8	1.8	1.8		1.5	1.5	1.5		1.5	1.5			1.5							
100 KPH	2	2	1.8		1.8	1.8	1.5		1.5				1.5							
110 KPH	2	2			1.8															
120 KPH	2.5	2.5			1.8															
130 KPH	2.5																			
140 KPH	2.5																			
150 KPH																				

Adaptado de Manual Diseño Geométrico de Carreteras DG – 1999., Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción., tabla 305.01

8.6 Iluminación

El Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG – 1999, especifica que los puentes deben ser iluminados adecuadamente. El uso de la iluminación, reflectorización, intermitencia u otros dispositivos, deberá regularse, por razones de seguridad, con la señalización propia del camino.

8.7 Señalización

Las medidas de señalización serán tomadas durante las etapas de construcción y servicio del puente. Igualmente, se debe establecer los elementos y secciones de refuerzo de los carteles, sus elementos de soporte y materiales de acuerdo a las disposiciones del Manual de Señalización de Caminos oficial.

8.8 Drenaje

Se debe considerar según El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC – DCGF en lo posible:

- Una sola pendiente en casos de puentes cortos.
- La situación de mayor pendiente longitudinal, recomendándose valores mayores que 0.5%.

En caso de situaciones favorables (con rampa con pendiente mayor a 2% y longitud menor que 50 m), el drenaje será previsto con una captación ubicada en el extremo más bajo de la obra y secciones transversales con una inclinación mayor ó igual a 2%.

En el caso de situaciones desfavorables (rampas sin pendiente longitudinal, trecho más bajo de curvas verticales cóncavas) el drenaje puede ser proporcionado mediante una canaleta lateral con inclinación no nula.

En todos los elementos cuando exista la posibilidad de acumulación de aguas en las partes internas de la estructura, se preverán medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

Además, para el drenaje transversal, se establecerá:

- Pendiente transversales no nulas.
- Pendiente transversal mínima de 2% (2 cm/m), para las superficies de rodadura.

En caso de puentes en transiciones, se justificará la variación de las pendientes las cuales deberán ser estudiadas y justificadas.

8.9 Elementos de captación

Para eliminar rápidamente las descargas de aguas pluviales se pueden considerar el uso de elementos de captación. Estos elementos serán colocados preferentemente cerca de los

bordes exteriores de la vía de tráfico (ver fig. 8.5). Su espaciamiento estará en función de la descarga de agua pluvial esperada.

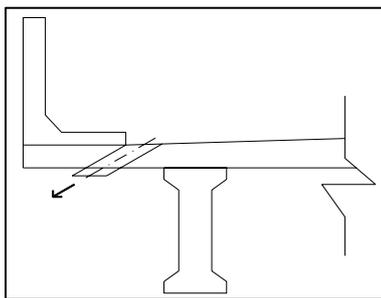


Fig. 8.5 Esquema de elementos de drenaje.

El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC – DCGF los considera adecuados en el caso de puentes susceptibles a descargas directas elevadas. Además, especifica que se debe considerar en el diseño medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos o dispositivos de fijación metálicos.

También, Herrera Mantilla (1996), recomienda colocar drenes de 10 cm diámetro al lado de los bordillos a cada lado con una separación de 4 m como máximo.

8.10 Pavimentación

La pavimentación de la superficie superior deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se elegirá el tipo de pavimento en función de la facilidad de obtención de materiales, la disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera. El espesor del pavimento será elegido en función al tráfico esperado en la vía.

Además se deberá prever las juntas de pavimento. En general, estas juntas del pavimento estarán ubicadas en las juntas de dilatación del puente. El diseño del pavimento será de acuerdo a las disposiciones de la Norma Peruana de Carreteras vigente.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SAN JUANITO

9.1 Introducción

En este capítulo se ilustrará el diseño de la superestructura de un puente. Para desarrollar este ejemplo situaremos el puente San Juanito (Colombia) en la región de Piura. Además, para definir la ubicación, alineación, luz y tipo de estructura se proveerá la información básica de topografía, hidráulica, suelos, etc.

Posteriormente con ayuda de estos datos preliminares se procederá a estructurar y pre-dimensionar el sistema de carga y resistencia del puente para finalmente diseñar el sistema de losa y vigas del puente.

9.2 Datos preliminares

El puente San Juanito se encuentra ubicado en la carretera Piura-Chulucanas y es una estructura destinada a salvar la continuidad producida por el río. En la fig. 9.1 se observa la planta y el perfil del tramo vial y en la fig. 9.2 se presentan las curvas de nivel del tramo de estudio.

La estructura es una vía principal de 9.0m (incluyendo bermas) que soportará cargas variadas y donde se permitirán las máximas velocidades tolerables. El caudal de diseño para el puente es de 10 m³/s. El puente se encuentra en un tramo relativamente recto, de baja pendiente en una zona inundable.

Los cálculos de las características hidráulicas se realizaron con la aplicación de las fórmulas convencionales de flujo a superficie libre en cauces naturales, con base en las experiencias de Manning. Primero se trabajó el río sin puente y posteriormente se

calcularon las características con el puente. En la tabla 9.1 se presentan los resultados hidráulicos.

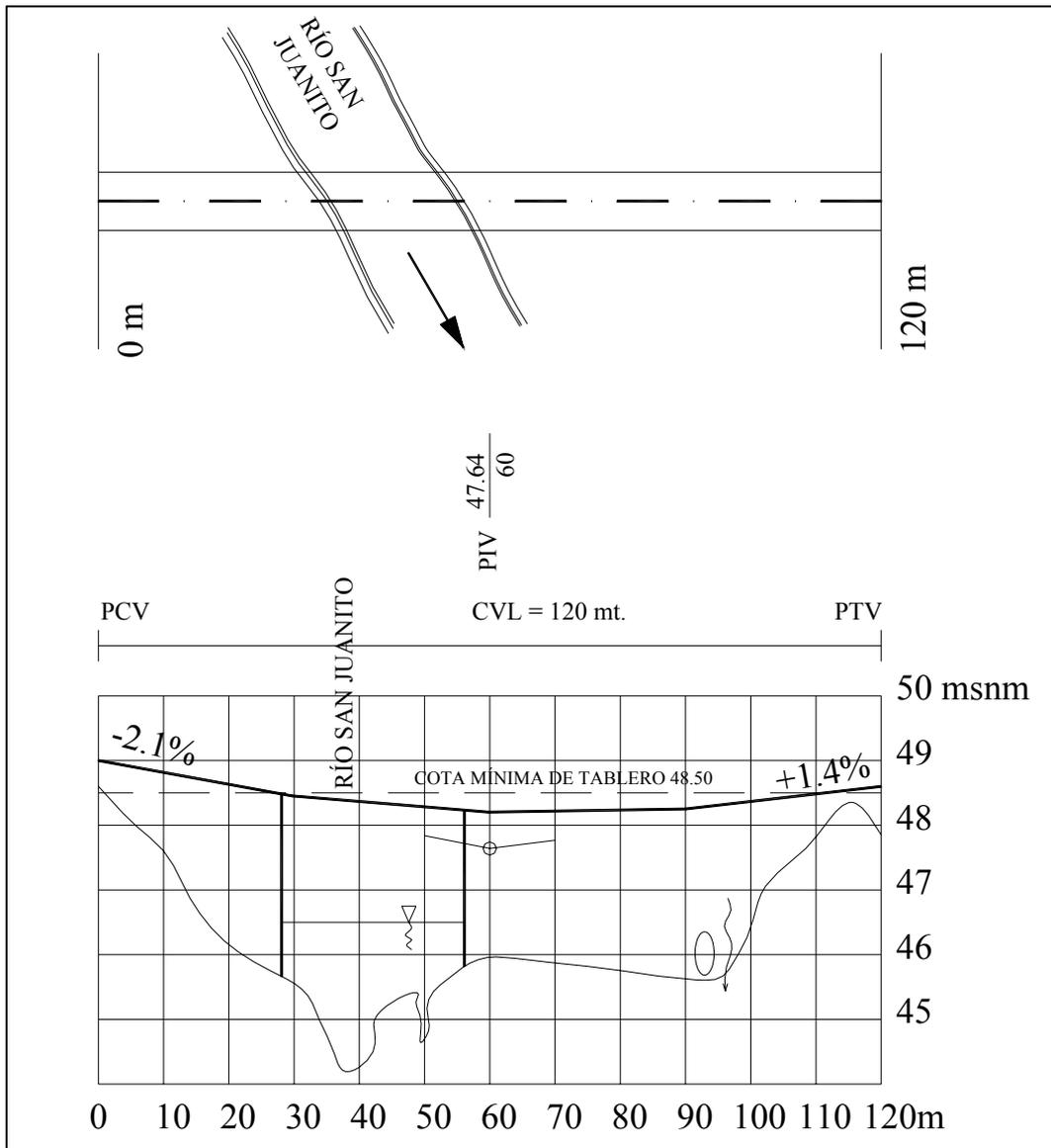


Fig. 9.1 Planta y perfil del tramo vial sobre el río San Juanito.

Tabla 9.1 Resultados hidráulicos.

Pendiente media del tramo	0.005
Rugosidad de Manning	0.05
Luz del puente	28 m
Nivel máximo del agua, con borde libre	46.5 m
Cota de fondo	44.3 m
Gálibo	2.0 m
Cota mínima del tablero	48.5 m
Profundidad mínima de agua	1.55 m
Velocidad media de flujo	0.6 m/s
Socavación	0.05 m

El cauce del río está conformado por arenas sobre lecho rocoso. La roca aflora superficialmente, según se deduce de los resultados de análisis de suelos. Además, por tratarse de una zona inundable, y evitar la socavación de los estribos del puente se recomienda cimentar sobre roca.

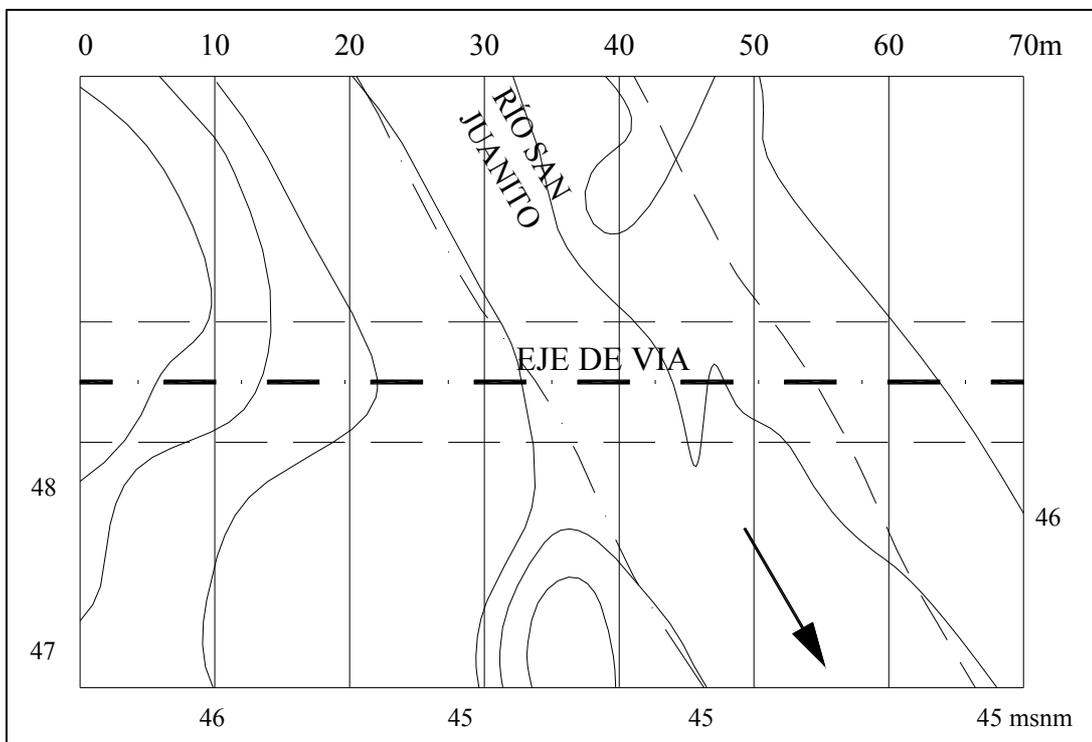


Fig. 9.2 Curvas de nivel en el Pte. San Juanito.

En la Fig. 9.3 se muestra el perfil del terreno en exploraciones realizadas a la margen izquierda y derecha del río. Igualmente, en la tabla 9.2 se muestran los resultados del estudio de suelos realizados en la margen izquierda y derecha del río san Juanito.

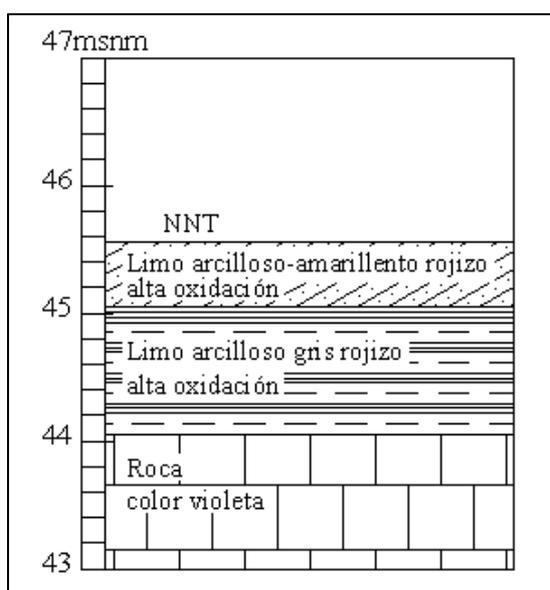


Fig. 9.3 Perfil del suelo en la margen izquierda y derecha del río San Juanito.

Tabla 9.2 Resultados del estudio de suelos.

Estrato	% LL	%LP	%IP	Compresión No confinada	Método brasileño	
					Compresión $\sigma_{\text{máx}}$	Tensión Ind. σ_{tb}
Limo amarillo rojizo	89.1	57.6	31.5	-	-	-
Limo gris rojizo	80	41.8	38.2	0.381 kg/cm ²	-	-
Roca	-	-	-	-	534.7 kg/cm ²	50.7 kg/cm ²

9.3 Ubicación y definición del puente San Juanito

De acuerdo a las recomendaciones del estudio hidráulico (tabla 9.1) y del Manual de Diseño de Puentes se han dispuesto los estribos en las progresivas 28.10 m y 56.10 m (centros de los apoyos para el cálculo de las luces), como se muestra en la fig. 9.4.

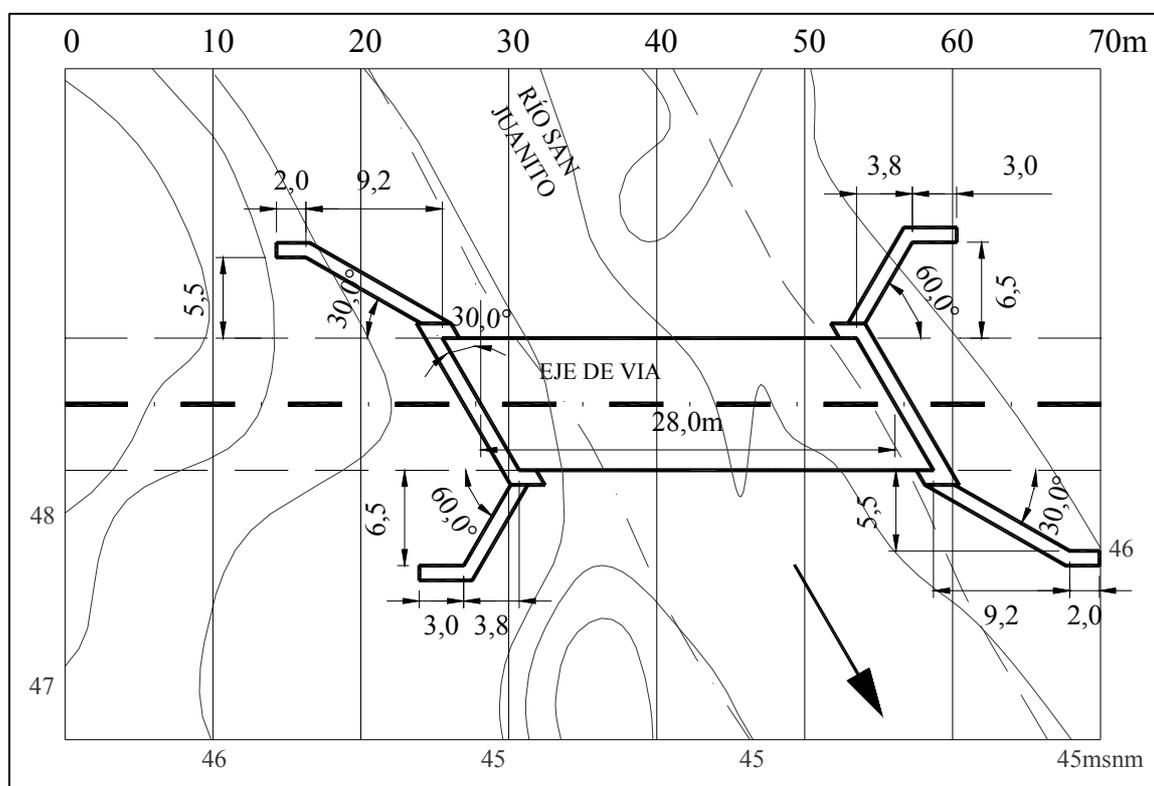


Fig. 9.4 Esquema del Pte. San Juanito (unid. en metros).

Esta solución implica construir un terraplén de aproximación hasta las progresivas respectivas. Además, se puede deducir de los resultados del estudio de suelos (tabla 9.2) que se puede cimentar los estribos sobre roca .

Asimismo, los estribos estarán provistos de alas que servirán de muros de contención para el terraplén.

Tal como se observa, el tablero es sesgado debido a la orientación del río San Juanito respecto a la vía. Además, la losa necesita una superficie de rodadura de asfalto con un espesor 75 mm.

También, se tendrá que modificar el nivel de sub-rasante de la carretera de manera que el puente quede completamente integrado al proyecto. Considerando aproximadamente el peralte de las vigas y la losa de 1.40 m el nivel mínimo de la losa resulta 49.9 msnm (fig. 9.5).

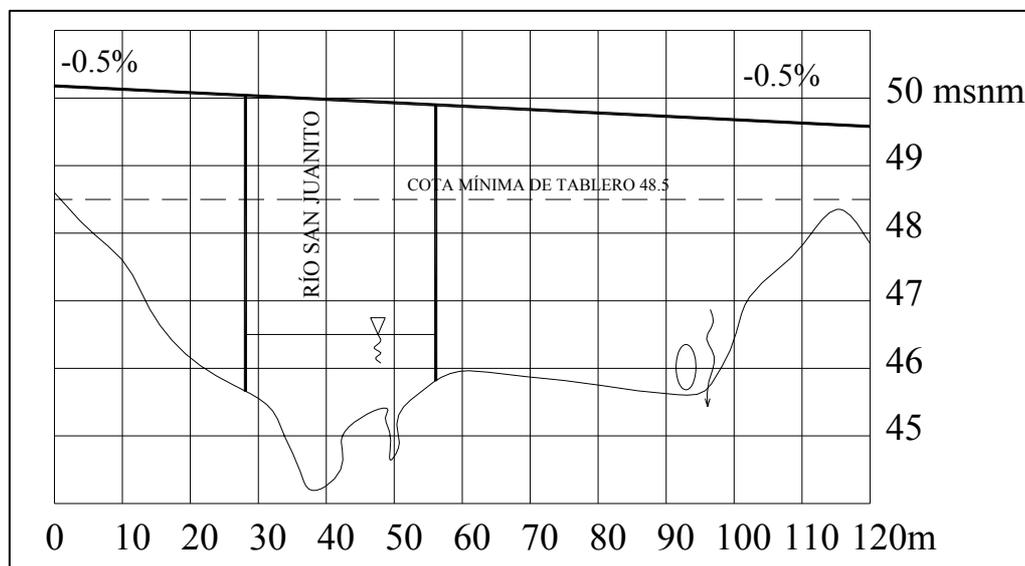


Fig. 9.5 Perfil definitivo del Pte. San Juanito.

9.4 Estructuración del puente San Juanito

El siguiente paso es diseñar un sistema de carga y resistencia para el puente. En nuestro caso, este sistema estará conformado por una losa, barandas, vigas longitudinales, vigas cabezales y riostras, apoyos y juntas, y los estribos.

Para la luz libre de cálculo de 28.0 m (distancia entre centros de luz de los apoyos) se decidió optar por un puente simplemente apoyado con vigas longitudinales. La losa será de concreto reforzado y se apoyará sobre las vigas longitudinales. La resistencia del concreto será de 30 MPa (315 kg/cm^2).

Para el diseño de las barandas del puente se eligió un modelo standard metálico que cumple con las especificaciones de altura y resistencia de AASHTO.

Las vigas longitudinales (principales) serán vigas I de concreto postensadas y estarán apoyadas en el sistema de apoyos. Estas vigas de concreto postensadas con luces entre 25m y 40 m resultan más económicas que las vigas de concreto reforzado o de acero. El concreto de las vigas postensadas será de 55 MPa. Asimismo, el acero de preesfuerzo será de baja relajación con $f_u = 1860 \text{ MPa}$ con torones $\varnothing 12.7 \text{ mm}$ de siete alambres.

El sistema de juntas y apoyos permitirá los desplazamientos longitudinales de la superestructura. Asimismo, los apoyos transmitirán las cargas de la superestructura a los estribos y estos a la cimentación sobre roca.

CONCLUSIONES

Los capítulos anteriores trataron de ilustrar de manera detallada el proceso de diseño de puentes con vigas y losa de acuerdo a la normatividad vigente. En el capítulo 1, se exponen de manera rápida algunas de las consideraciones preliminares necesarias para el estudio del proyecto del puente. Luego, en los capítulos siguientes se han presentado recomendaciones, soluciones y alternativas para problemas comunes que se presentan en el diseño de puentes.

Del estudio de esta tesis se puede concluir que el Manual de Diseño de Puentes del MTC - DGCF es una adaptación de AASHTO – *Standard Specifications for Highway Bridges*. Asimismo, se puede decir que la norma peruana contiene las principales especificaciones necesarias para el diseño de los puentes más comunes.

Sin embargo, la norma nacional presenta algunos vacíos importantes. Estos casos se presentan con más frecuencia en el diseño de las subestructuras y de los sistemas de juntas y apoyos.

De otro lado, se concluye que existe una tendencia de AASHTO a diseñar las cimentaciones por el método LRFD. Sin embargo este método no ha sido incorporado en el Manual de Diseño de Puentes. Es por esto, que en el capítulo 6 “Subestructuras” se han presentado las dos metodologías de diseño: ASD y LRFD usadas para cimentaciones. No obstante, por el momento no se ha llegado a un verdadero desarrollo del método LRFD para cimentaciones y estribos, por lo que Barker (1997) afirma que se obtienen resultados similares diseñando por el método ASD ó LRFD.

Asimismo, como se observa en el “Manual de diseño de Puentes” los valores de los factores de carga y resistencia son los mismos de AASHTO. Sin embargo, las condiciones de nuestra realidad son diferentes a la realidad norteamericana donde se tiene un mayor control de las cargas y de los procesos constructivos de puentes, por lo que se concluye que

debería investigarse cómo se realizó el estudio de confiabilidad de estos factores de la norma peruana.

Finalmente, se debe señalar que un diseño de puentes que garantice un correcto funcionamiento necesita el estudio de diversos campos como hidrología, hidráulica, topografía, geología, estudio de tránsito, sismo, etc. Muchas veces, la incertidumbre en estos campos de estudio influye negativamente en el impacto psicológico de la población.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges, 16th ed., American Association of State Highway And Transportation Officials, Washington, DC – 1996.
- AASHTO. LRFD Bridge Design Specification, 1ra ed., American Association of State Highway And Transportation Officials, Washington, DC – 1994.
- HERRERA MANTILLA, Jerónimo. Puentes, Univ. Católica de Colombia – 1996.
- TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. Diseño de Puentes, Univ. Industrial de Santander 1990.
- MARTÍN VIDE, Juan Pedro. Ingeniería fluvial, Universitat Politècnica de Catalunya – 1997.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCIÓN. Manual Diseño Geométrico de Carreteras DG – 1999. Lima – Perú.
- SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS DE MÉXICO. Proyectos tipos de puentes para carreteras. México D. F – 1965.
- BARKER, Richard y PUCKETT, Jay. Design of Highway Bridges: based on AASHTO LRFD Bridges Design Specifications. John Wiley & Sons, Inc, New York – 1997.
- MATHIVAT, Jacques. Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona – 1980.
- KIM, J.S. Reliability-Based Design of a Retaining Wall, Ph. D Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 236 pp – 1995.
- RAMBERGER, Günter. Structural Engineering Documents, Volume six SED 6: Structural Bearings and Expansion Joints for Bridges. IABSE, International Association for Bridge and Structural Engineering., Zurich, Switzerland – 2002.
- ING. JOSE LUIS BOSIO VELASQUEZ, ING. JACK LOPEZ ACUÑA, ING. EDUARDO GALLO DEZA, ING. MAUEL PASTOR GUAJARDO, ING. PEDRO LAINES-LOZADA CAMPOS. Puentes, Análisis Diseño y Construcción. ACI, American Concrete Institute, Capitulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería., Lima – 1993.
- MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de Diseño de Puentes., Lima – Perú 2003.
- MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Propuesta de Reglamento de Puentes., Lima – Perú 2002.
- MTC. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor Para Calles y Carreteras – 2000. Lima – Perú.
- R. PARK & T. PAULAY. Estructuras de Concreto Reforzado. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch – Nueva Zelandia. 1986, Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F.
- HARMSEN, Teodoro y MAYORCA, Paola. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2^{da} Edición. Lima – Perú 2000.
- DR. NAWY, EDWARD G. Prestressed Concrete: A fundamental Approach. Prentice Hall. New Jersey – 2000.