



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**PUENTES SEMI-INTEGRALES
APLICACIÓN A PUENTES EXISTENTES**

TESIS

Que para obtener el grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
CON OPCIÓN TERMINAL EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

Antonio Carranza Román

Asesor:

Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado

Puebla, Puebla.

Febrero, 2018



BUAP

Oficio SIEP No. 2095/ 2014

C. ING. ANTONIO CARRANZA ROMÁN

Pasante de la Maestría en Ingeniería

Opción terminal Estructuras

Presente.

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“Puentes semi-integrales – Aplicación a puentes existentes”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Asesor de Tesis al Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“PENSAR BIEN. PARA VIVIR MEJOR”

Puebla, Puebla a 19 de Septiembre de 2014

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA



C.c.p. Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado. Asesor de Tesis.
c.c.p. Archivo.

GJS*JLM*DSM.

Puebla, Pue. 22 de Febrero de 2018

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
P r e s e n t e.

En atención a su oficio No. 2095/2014 en el que Usted me nombra asesor de la tesis: **“Puentes semi-integrales- aplicación a puentes existentes”**, que presenta en alumno Antonio Carranza Román, pasante de la maestría en Ingeniería, con número de matrícula 214470472, me permito informar a Usted que después de haber revisado la tesis correspondiente no tengo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar. Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A t e n t a m e n t e



Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado

Asesor de Tesis

Dedicado para mi esposa Mariza, mis hijos Osvaldo,
Antonio y Elizabeth, mis nietos Bruno David y Matías y
muy especialmente a la memoria de mis padres.

RESUMEN

En este trabajo, se investiga el sistema de losas de conexión de concreto reforzado para sustituir a las juntas de expansión estándar en puentes de claros múltiples simplemente apoyados, con el fin de eliminar o disminuir los altos costos por mantenimiento de las estructuras.

En la primera etapa de la investigación se describe de manera general a los puentes integrales, puentes semi-integrales, así como las solicitaciones a que están sujetas estas estructuras y los casos en que son aplicables.

Para ilustrar la aplicación del sistema de losas de conexión se muestra un ejemplo detallado del cálculo de una losa de conexión para un puente con claros típicos de estructuras simplemente apoyados.

Se describen las características que deben cumplir los estribos de los puentes integrales y semi-integrales para absorber los movimientos de la superestructura.

Finalmente se realiza el análisis estructural tridimensional de un puente en el que se han sustituido las juntas de dilatación por losas de conexión para demostrar el beneficio estructural que se logra con este sistema.

ABSTRACT

In this paper, the system link slabs of reinforced concrete was investigated to replace standard expansion joints in road bridges simply supported clear, in order to eliminate or reduce the costs of maintaining these structures.

In the first stage of the research described in general to integral bridges, semi-integral bridges, and cases where they are applicable.

To illustrate the application of the connection slab system, a detailed example of the calculation of a connection slab for a bridge with typical clearings of simply supported structures is shown.

The characteristics that the semi-integral and integral abutment bridges must fulfill to absorb the movement of the superstructure are described.

Finally, the three-dimensional structural analysis of a bridge is carried out in which the expansion joint have been replaced by connection slabs to demonstrate the structural benefit achieved with this system.

CONTENIDO

I	Introducción	
1.1	Antecedentes	1
1.2	Daños típicos en juntas de dilatación de puentes vehiculares.....	4
1.3	Planteamiento del problema.....	9
1.4	Objetivo y alcance de la investigación.....	9
II	Puentes integrales y semi-integrales	
2.1	Antecedentes	11
2.2	Características principales de los puentes integrales.....	12
2.3	Ventajas y desventajas de los puentes integrales.....	18
2.4	Movimientos y sollicitaciones que afectan a los puentes integrales.....	21
2.5	Prácticas recomendadas y detalles constructivos típicos de los puentes integrales	26
III	Sistema de losas flexibles para sustituir las juntas de dilatación tradicionales	
3.1	Antecedentes	34
3.2	Definición de losa de conexión.....	34
3.3	Restricciones para el uso de losas de conexión.....	35
3.4	Tipos de refuerzo y de concreto empleados en las losas de conexión.....	39
3.4.1	Varillas de refuerzo recubiertas con una capa epóxica.....	39
3.4.2	Varillas de refuerzo de polímero reforzado con fibra de vidrio.....	39
3.4.3	Concretos reforzados con fibras de acero.....	40
3.4.4	Compuestos Ceminticios de Ingeniería.....	40
IV	Diseño de losa de conexión flexible	
4.1	Antecedentes	42
4.2	Método de diseño propuesto para la losa de conexión.....	45
4.3	Reseña histórica acerca de la cargas vivas empleadas en México para el diseño de estructuras de puentes.....	46

4.4	Descripción de las cargas vivas propuestas por el Instituto Mexicano del Transporte para el análisis longitudinal de estructuras de puentes en México.....	50
4.5	Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis transversal de puentes.....	51
4.6	Ubicación de las cargas vivas vehiculares en los carriles de circulación.....	51
4.7	Factor de impacto.....	53
4.8	Factor de presencia múltiple.....	53
4.9	Factor de reparto transversal.....	54
4.10	Métodos para el cálculo de deflexiones y rotaciones.....	58
4.11	Ejemplo de diseño de la losa de conexión de un puente aplicando el método indicado en el inciso 4.2.....	60
4.11.1	Cálculo de la longitud de la losa de conexión.....	62
4.11.2	Cálculo del ancho efectivo de la losa que trabaja en compresión.....	62
4.11.3	Cálculo de las propiedades de la sección de la trabe.....	62
4.11.4	Cálculo del factor de reparto transversal.....	66
4.11.5	Cálculo del factor de impacto.....	68
4.11.6	Cálculo del factor de reducción por número de carriles.....	68
4.11.7	Cálculo de la rotación en el extremo de la viga.....	68
4.11.8	Cálculo del momento flexionante que actúa en la losa de conexión.....	73
4.11.9	Diseño del acero de refuerzo requerido para la losa de conexión.....	74

V Estribos de puentes integrales

5.1	Antecedentes	75
5.2	Factores que influyen en el comportamiento de los estribos de puentes integrales	76
5.2.1	Flujo plástico y contracción.....	76
5.2.2	Gradiente térmico.....	76
5.3	Soluciones empleadas en los puentes integrales.....	77
5.3.1	Losa de transición.....	77
5.3.2	Conexión de la losa de transición con el estribo.....	78
5.3.3	Geometría de la losa de transición.....	79
5.4	Interacción suelo-estructura.....	79
5.5	Conexión de la superestructura con los estribos.....	80

5.6	Estribos de puentes integrales con pilotes de concreto reforzado.....	81
-----	---	----

VI Comportamiento estructural de puentes con las losas de conexión

6.1	Modelos propuestos para el análisis.....	82
6.2	Materiales y secciones empleadas en los modelos estructurales.....	83
6.3	Consideraciones realizadas para el análisis estructural.....	86
6.3.1	Clasificación de la estructura.....	86
6.3.2	Factor de comportamiento sísmico.....	86
6.3.3	Espectro de diseño sísmico.....	86
6.4	Resultados del análisis estructural.....	87
6.4.1	Modos de vibrar de la estructura.....	87
6.4.2	Desplazamientos laterales en las columnas.....	98
6.4.3	Elementos mecánicos.....	99

VII Conclusiones y recomendaciones 100

REFERENCIAS.....	104
------------------	-----

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En México se cuenta con una extensa red de carreteras federales y privadas, por lo que las entidades encargadas de la operación enfrentan cada día el reto de mantener la infraestructura carretera en condiciones óptimas de servicio; dentro de la red de carreteras, los puentes vehiculares representan partes vitales para el funcionamiento de toda la red, por lo tanto es de suma importancia mantenerlos en niveles adecuados de seguridad y servicio.

El desarrollo tecnológico ha propiciado por un lado la aparición de vehículos cada vez más pesados y por otro lado el desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento vehicular, que trae como consecuencia que cada día circulen por la red de carreteras nacionales un mayor número de vehículos de mayor peso, causando el deterioro de las estructuras de pavimentos y de los puentes.

De acuerdo con datos proporcionados por el Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) del año 2014, existen actualmente más de 10,000 puentes en las carreteras nacionales, construidos con distintos materiales como, mampostería, concreto reforzado, concreto presforzado, acero, mixtos (concreto y acero) y estructuras espaciales (Registro del inventario nacional de infraestructura, 2014). De acuerdo con esta información los puentes de concreto presforzado, puentes de acero y los puentes mixtos, representan más de un tercio del total de puentes y esta cifra va en aumento debido a la preferencia de los proyectistas y constructores de puentes por estos sistemas de construcción. Estos puentes en su mayoría, están estructurados a base de claros múltiples simplemente apoyados, con superestructuras compuestas de vigas de concreto presforzado o postensado, o de vigas de acero y cubiertas de losa de concreto reforzado coladas en el lugar. Estos puentes cuentan con dispositivos especiales como las juntas de expansión o dilatación y apoyos de neopreno, que son instalados con el fin de mitigar o disminuir el efecto de los movimientos provocados por las sollicitaciones a que están sujetas

las estructuras de los puentes durante su vida útil. Los apoyos de neopreno se colocan en los ejes de apoyo de la travesía y las juntas de expansión se colocan en la unión de los tableros de la superestructura y en la unión de la superestructura con los estribos ubicados en los extremos del puente, con el objetivo de darle continuidad a la superficie de rodamiento.

Existen distintos tipos de juntas y generalmente son fabricadas de neopreno comprimido reforzado con placas o perfiles de acero y están equipadas con sellos impermeables que impiden el paso del agua. **Ver las figuras No. 1 y 2.** Con el tiempo el sello impermeable se daña debido al desgaste y/o por la exposición a los agentes ambientales, permitiendo que el agua de lluvia se filtre a través de la junta, causando daño no solamente a la junta y a los apoyos de neopreno, sino a la propia estructura (Alp Caner, 1996)

Aunado al problema expuesto en el párrafo anterior, las juntas de expansión presentan los siguientes inconvenientes:

1. El escombros y basura que se acumula en la junta restringe la expansión de la cubierta causando fuerzas indeseables que dañan la estructura del puente.
2. Las juntas de expansión se ubican en zonas donde están sometidas a esfuerzos dinámicos sistemáticos, lo que las hace más vulnerables.
3. Las discontinuidades generadas por las juntas provocan un incremento de los efectos dinámicos sobre la estructura del puente, generando mayores esfuerzos de impacto y riesgo de falla por fatiga.
4. El usuario percibe con claridad la existencia de las juntas, especialmente con las actuales velocidades de circulación.
5. Las juntas de expansión tienen una vida útil inferior a la del resto de los elementos del puente, por lo tanto exigen mayor frecuencia de las operaciones de conservación y costosas reparaciones.
6. La intervención para reparar o sustituir una junta de expansión es compleja y suele requerir interrupciones de tráfico.

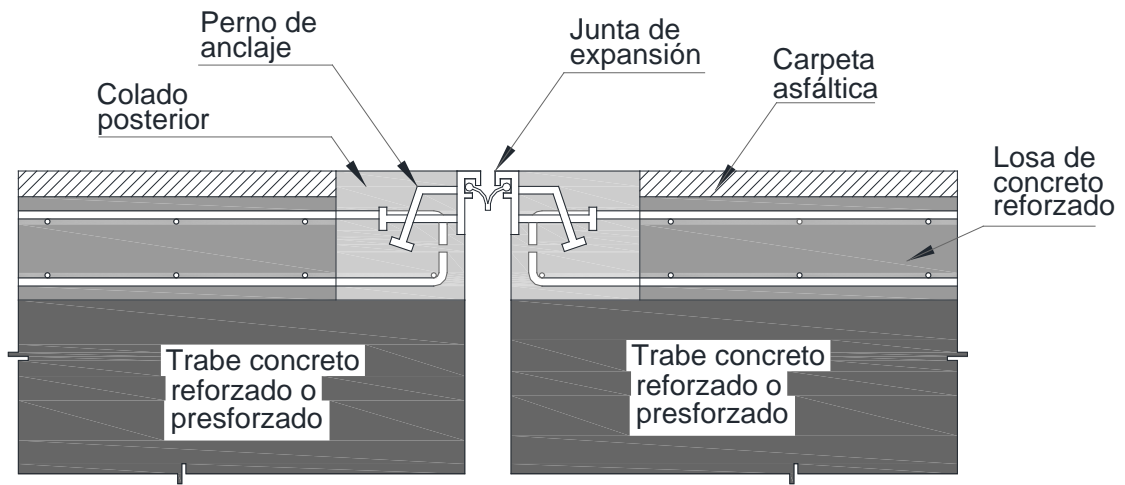


Figura No. 1. Junta de dilatación típica en puentes simplemente apoyados.

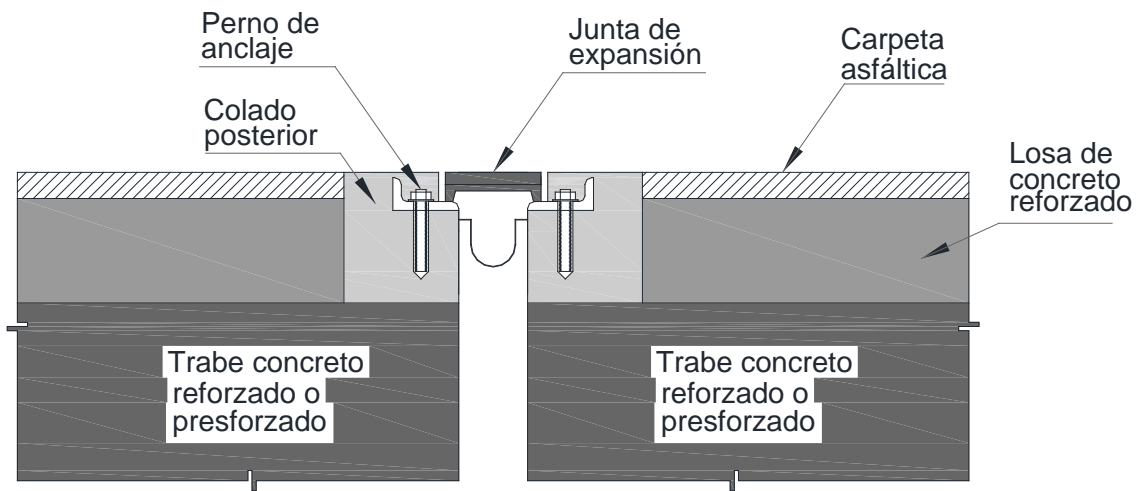


Figura No. 2. Junta de dilatación típica en puentes simplemente apoyados.

1.2 Daños típicos en juntas de dilatación de puentes vehiculares

En las **figuras No. 3, 4, 5, 6, 7 y 8** se muestran algunos daños típicos que se presentan en las juntas de dilatación de estructuras de puentes, con lo cual se reafirma lo que señalo en el inciso anterior y que justifica la eliminación de las juntas en los puentes vehiculares.



Figura No. 3. En la imagen se observa la junta de dilatación del puente llena de tierra, lo cual impide el movimiento libre de la estructura, generando esfuerzos adicionales en la misma.



Figura No. 4. En la imagen se observan las marcas que ha dejado la filtración del agua de lluvia a través de la junta y que con el tiempo dañara a las traves de la superestructura y a los apoyos de neopreno.

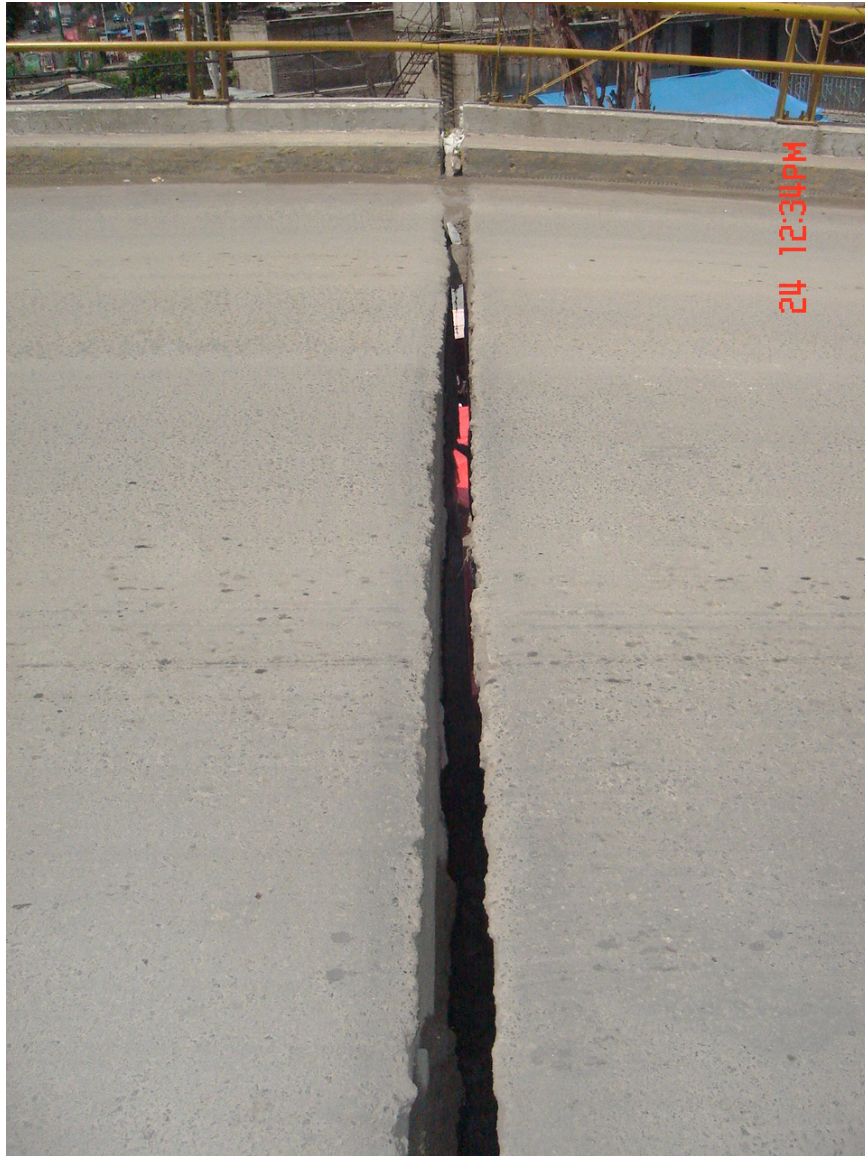


Figura No. 5. En la imagen se observa la junta del puente llena de basura y demasiado abierta, lo que permite el libre flujo del agua de lluvia que con el tiempo dañara a los apoyos del puente y a la propia estructura.



Figura No. 6. Vista lateral de junta en puente de acero



Figura No. 7. Vista inferior de junta en puente de acero



Figura No. 8. Vista superior de junta en puente de acero

Las imágenes mostradas en las figuras 6,7 y 8 son diferentes vistas de una junta de dilatación en un puente de acero, en las cuales se observa que la junta se encuentra demasiado abierta permitiendo que el agua de lluvia se filtre libremente a través de la misma y con tal abertura hace que el tránsito de vehículos produzca golpeteo sobre la junta, generando mayores efectos dinámicos sobre la estructura del puente.

1.3 Planteamiento del problema

De acuerdo con lo mencionado en los párrafos anteriores, resulta claro que las juntas de expansión son una fuente de problemas para las estructuras de puentes, por esta razón los ingenieros e investigadores en varias partes del mundo, como Estados Unidos, Canadá, España, Inglaterra, Suiza, Australia, entre otros, han buscado métodos para mejorar las juntas de expansión o en el mejor de los casos eliminarlas totalmente.

Algunos sistemas que se han encontrado para la eliminación de las juntas de expansión incluyen: **puentes integrales, puentes semi-integrales, puentes de vigas continuas sobre pilas y losas de conexión flexibles**. Actualmente los conocimientos sobre estos sistemas son limitados, sobretodo en puentes integrales, puentes semi-integrales y en sistemas a base de losas de conexión, por lo que su diseño está basado en formulas empíricas, suposiciones de diseño simplificadas y en la experiencia obtenida del comportamiento de puentes existentes. En los Códigos y Normas de Puentes vigentes, no existe aún un procedimiento de diseño bien establecido para el diseño y detallado de puentes integrales y semi-integrales, sino que como se mencionó anteriormente, el diseño está basado en la experiencia.

1.4 Objetivo y alcance de la investigación

El objetivo principal de esta investigación consiste en proponer un procedimiento de diseño de losas de conexión flexibles, basado en las investigaciones realizadas en distintos países, principalmente en los Estados Unidos, para utilizarse en estructuras de puentes vehiculares de eje recto, de claros simplemente apoyados, con superestructuras formadas a base de travesaños prefabricadas de concreto presforzado o postensado y cubiertas de losa de concreto reforzado coladas en el lugar, con el objeto de sustituir las juntas de expansión por este nuevo sistema y así evitar los altos costos de mantenimiento que representa la existencia de las juntas de dilatación. Las losas de conexión que sustituyen a las juntas de dilatación, serán diseñadas aplicando las cargas vivas reglamentarias en vigor en nuestro país para el diseño de puentes vehiculares y que son regidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Además, se pretende demostrar que con el uso de losas de conexión se mejora el comportamiento dinámico de las estructuras de puentes simplemente apoyados de varios claros.

Este sistema se está aplicando en Estados Unidos de Norteamérica y en varios países de Europa con excelentes resultados, sin embargo, en nuestro país es un tema relativamente nuevo, por lo que con esta investigación se pretende difundir este sistema entre la comunidad ingenieril de México para que pueda ser aplicado en estructuras existentes y en la construcción de puentes nuevos.

PUENTES INTEGRALES Y SEMI-INTEGRALES

2.1 Antecedentes

En el pasado todos los puentes se construían sin juntas y sin dispositivos especiales, un ejemplo de ello son los puentes de mampostería, solución que ha sido utilizada desde tiempos inmemoriales, en ellos los movimientos de la estructura originados por los cambios de temperatura y otras sollicitaciones, se distribuyen entre las juntas de los mampuestos. A lo largo del siglo XIX y hasta mediados del siglo XX era frecuente encontrar los puentes sin juntas y sin apoyos especiales entre pilas y tablero.

El desarrollo del concreto pretensado aproximadamente en la década de los años cuarenta del siglo pasado, revoluciono el diseño y construcción de los puentes vehiculares debido a que este sistema representa considerables ahorros tanto en materiales como en la mano de obra. Sin embargo, este sistema trajo consigo movimientos más importantes de las estructuras, debido a los acortamientos elásticos y a los acortamientos diferidos debido a la fluencia del concreto que son característicos en este tipo de elementos, por lo que, la aplicación práctica del pretensado demandó juntas y apoyos que permitieran las deformaciones por acortamiento del concreto.

En los años 50's se desarrollaron los apoyos de neopreno y a partir de entonces se han utilizado profusamente. Al mismo tiempo comenzaron a desarrollarse diferentes tipos de juntas de dilatación que se disponen entre tramos isostáticos de tableros y al final de estos, en la transición con los estribos. La variedad y calidad de los apoyos y juntas fueron mejorando sucesivamente, aunque su uso, sobretodo en el caso de las juntas, puso de manifiesto frecuentes casos de comportamiento inadecuado.

Como respuesta a este problema, en distintas partes del mundo, se están llevando a cabo investigaciones enfocadas al mejoramiento o eliminación de las juntas de dilatación y los apoyos de neopreno en las estructuras de puentes, regresando a la solución por medio de puentes integrales y semi-integrales (Conner D. Huffaker, 2013).

2.2 Características principales de los puentes integrales

Los puentes integrales proporcionan a los ingenieros un diseño alternativo a los puentes tradicionales, estos se construyen con los mismos materiales y con procedimientos constructivos similares a los puentes convencionales y se componen de las mismas partes que los puentes convencionales: superestructura, subestructura y cimentación. La diferencia entre un puente convencional y un puente integral radica en la forma de unión de la superestructura con los elementos de la subestructura, en estos últimos generalmente son conexiones monolíticas (**Ver las figuras No. 9 y 10**).

Los puentes integrales son estructuras donde se eliminan las juntas de dilatación y apoyos de neopreno en toda su longitud, en ellos la superestructura es colada integralmente con los estribos y con las pilas intermedias, resultando estructuras monolíticas. La conexión rígida entre los estribos y la superestructura les permite actuar como una sola unidad, este hecho les proporciona a las estructuras de los puentes integrales un mejor comportamiento debido que se convierten en estructuras hiperestáticas. Ante la eliminación de las juntas de dilatación y apoyos de neopreno en los puentes integrales, los estribos y la cimentación del puente deben ser capaces de acomodar los movimientos laterales inducidos por cambios de temperatura, contracción, flujo plástico del concreto y por los eventos sísmicos.

El funcionamiento de los estribos de puentes integrales es diferente en comparación con los de un puente convencional, debido a que los estribos en los puentes integrales, como se mencionó anteriormente, permiten absorber las fuerzas que son inducidas por la superestructura; existen diferentes tipos de estribos de puentes integrales, algunos de los más empleados son los estribos de altura reducida o tipo tacón, estribo en voladizo, estribo con llave de cortante y estribo apoyado en pilotes flexibles. Ver las **figuras No. 11, 12, 13 y 14**. La utilización de uno u otro tipo dependerá de las condiciones topográficas del sitio y de la calidad de suelo de desplante donde se construya la estructura.

Como resultado de los movimientos de la superestructura, los estribos de los puentes integrales están sujetos a cargas laterales cíclicas, empujando a los estribos contra el relleno y jalando en sentido contrario. En las **figuras No. 15 y 16** se muestra este efecto para el caso de un estribo apoyado en pilotes flexibles.

Derivado de la interacción entre la superestructura y la subestructura de un puente integral, la superestructura, los estribos, el material del terraplén, la cimentación y el suelo de desplante, están sujetos a cargas cíclicas, por lo que es importante entender su interacción para realizar diseños efectivos y lograr comportamientos satisfactorios de los puentes integrales (Sivakumar Munuswamy, 2004).

Actualmente el sistema de puentes integrales es aplicable a puentes de claros cortos a medianos, aunque esto parece un inconveniente, no lo es, debido a que estos puentes constituyen la gran mayoría de puentes que se construyen en el mundo y a medida que se adquieran mayores conocimientos sobre el comportamiento de puentes de dimensiones moderadas, se podrán aplicar a obras de mayor longitud. En estos puentes la capacidad de las pilotes para acomodar los desplazamientos laterales o de los dispositivos para absorber los desplazamientos es un factor significativo en la determinación de la longitud máxima posible de puentes integrales.

Una modalidad de los puentes integrales, es la de los puentes semi-integrales, en estos se permite a la superestructura expandirse o contraerse con juntas de dilatación entre la losa de la superestructura y los estribos o entre la losa de acceso y el pavimento del camino. Los puentes semi-integrales son recomendables para puentes largos debido a que estos pueden reducir los esfuerzos que se presentan en los estribos. Como la necesidad de construir puentes integrales largos crece debido a los beneficios que se tienen con estas estructuras, como se han mencionado anteriormente, se espera que el papel de los estribos semi-integrales llegue a ser más importante.

Actualmente, lo que ha frenado el uso de los puentes integrales, son las limitaciones del conocimiento acerca de los movimientos en las estructuras y a los efectos de estos movimientos, por lo que colocando apoyos y juntas que admitan amplios movimientos de diferentes orígenes, se obvian todas las incertidumbres en su evaluación.

Por lo mencionado anteriormente, resulta claro que los puentes integrales y semi-integrales son una solución viable a los problemas de mantenimiento y son una excelente opción en el desarrollo de proyectos de puentes a futuro.

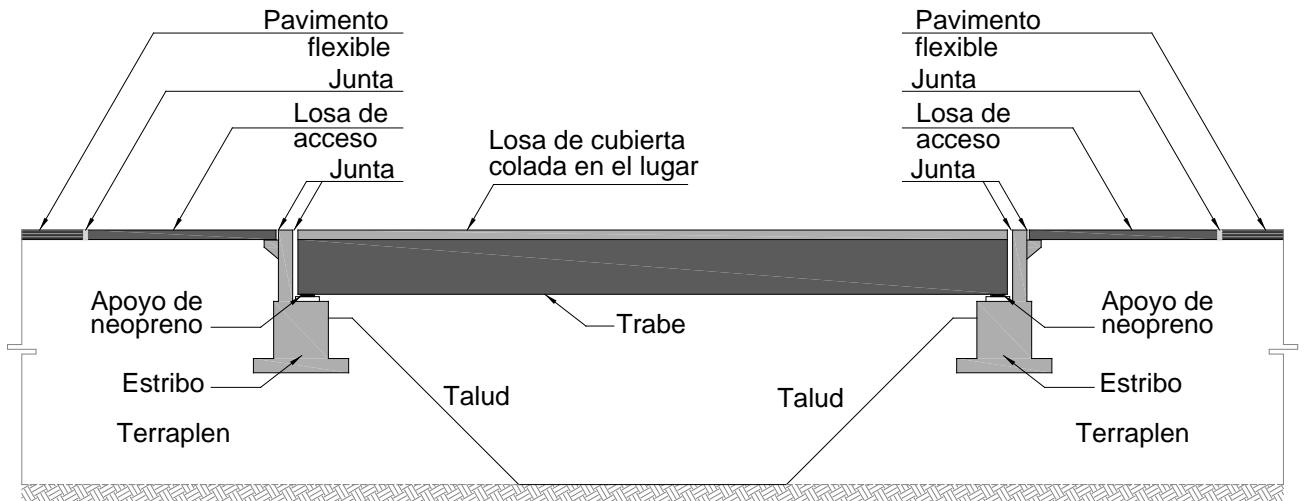


Figura No. 9. Sección longitudinal típica de un puente convencional

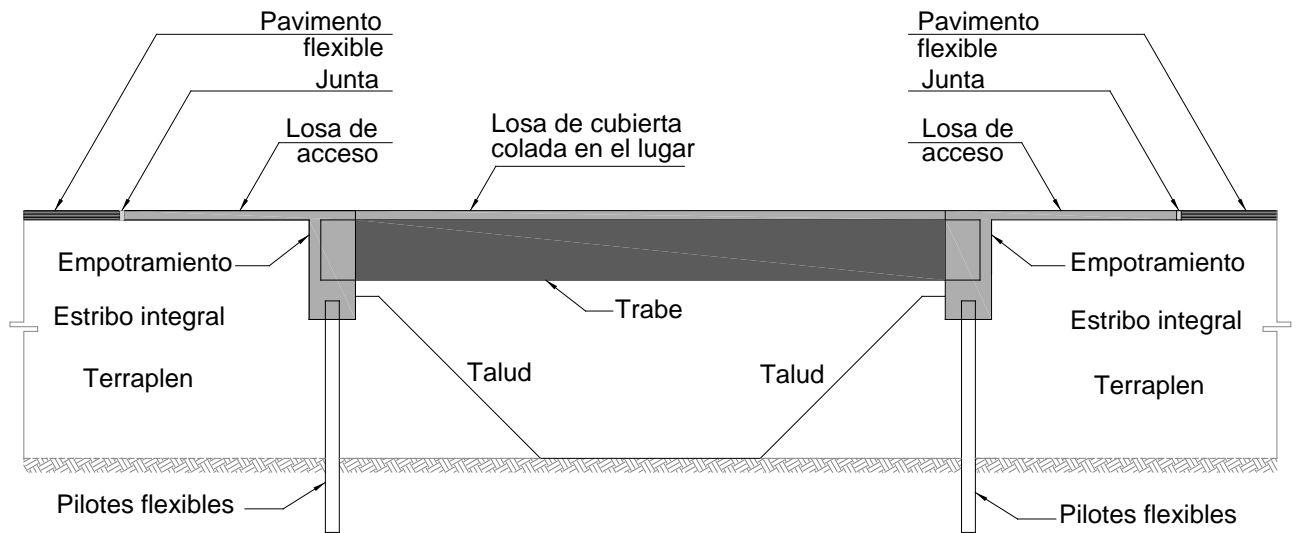


Figura No. 10. Sección longitudinal típica de un puente integral

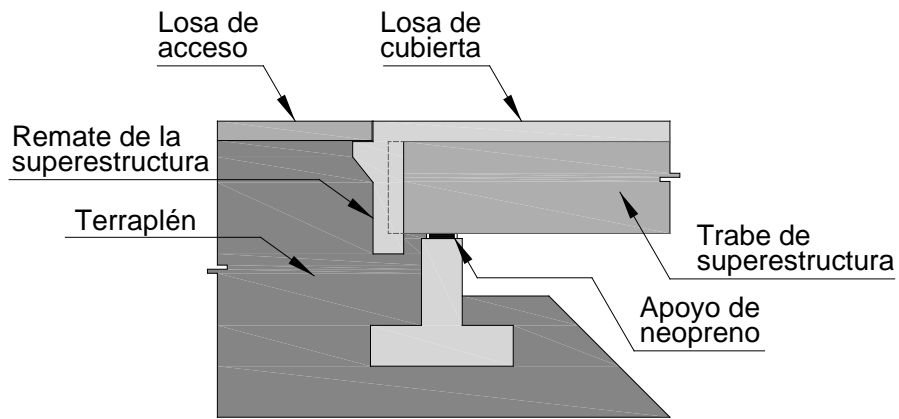


Figura No. 11. Estribo de puente integral- estribo de altura reducida

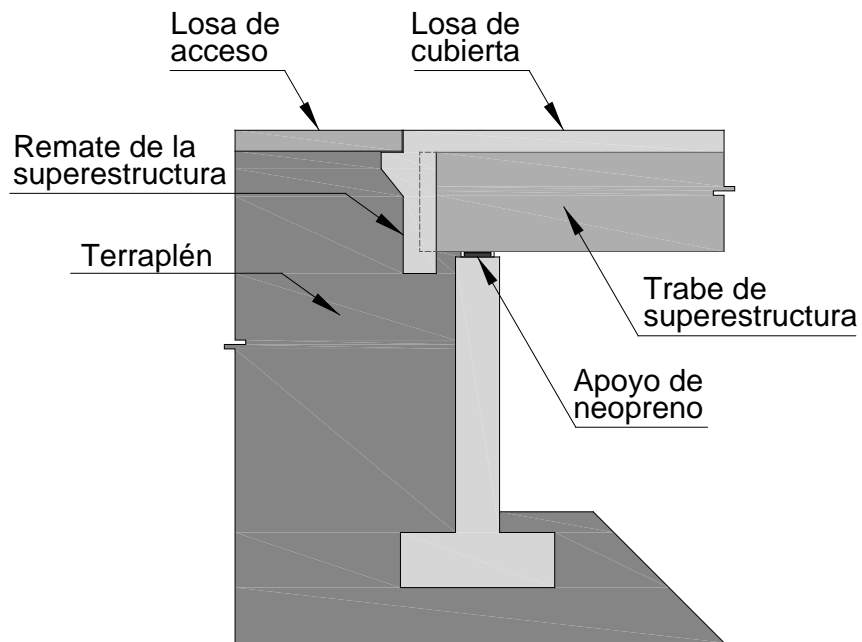


Figura No. 12. Estribo de puente integral – estribo en voladizo

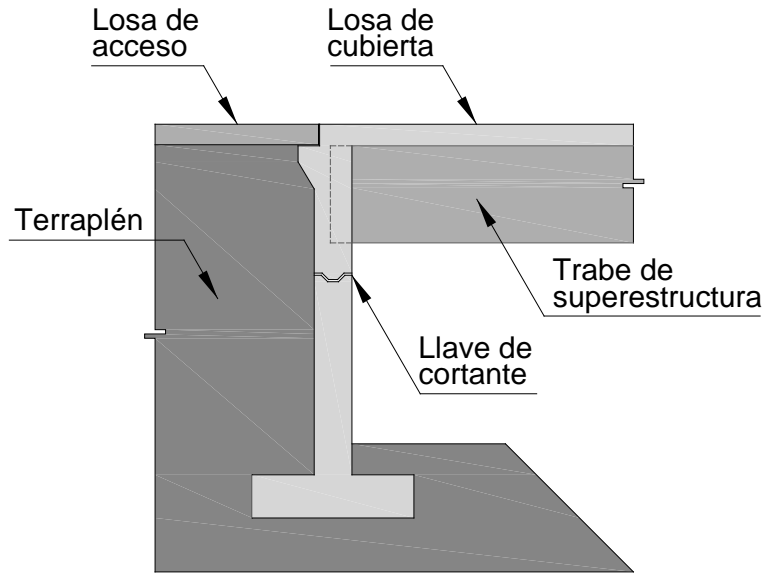


Figura No. 13. Estribo de puente integral – estribo con llave de cortante

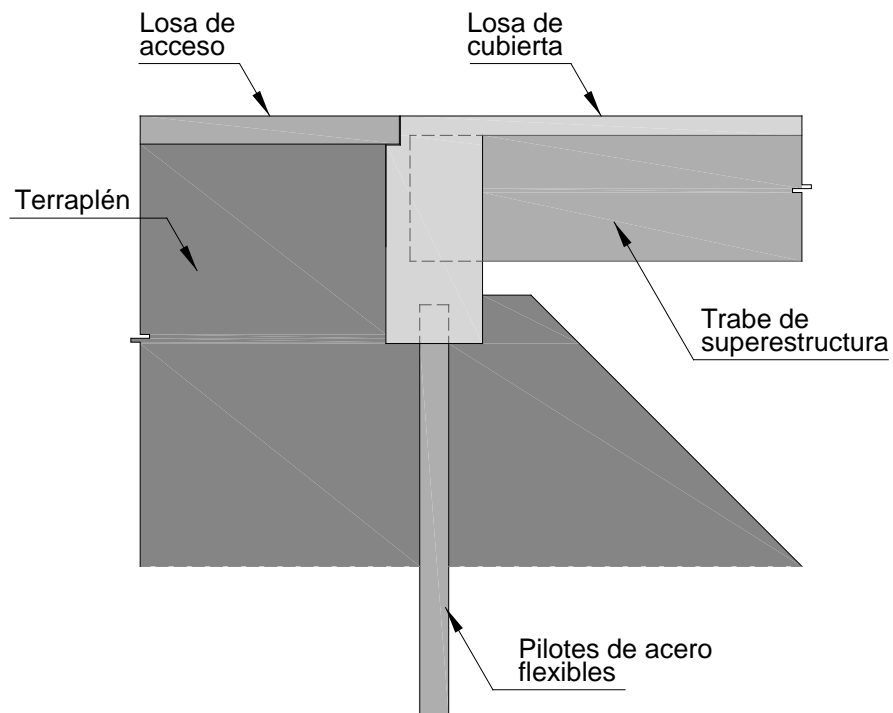


Figura No. 14. Estribo de puente integral – estribo apoyado en pilotes flexibles

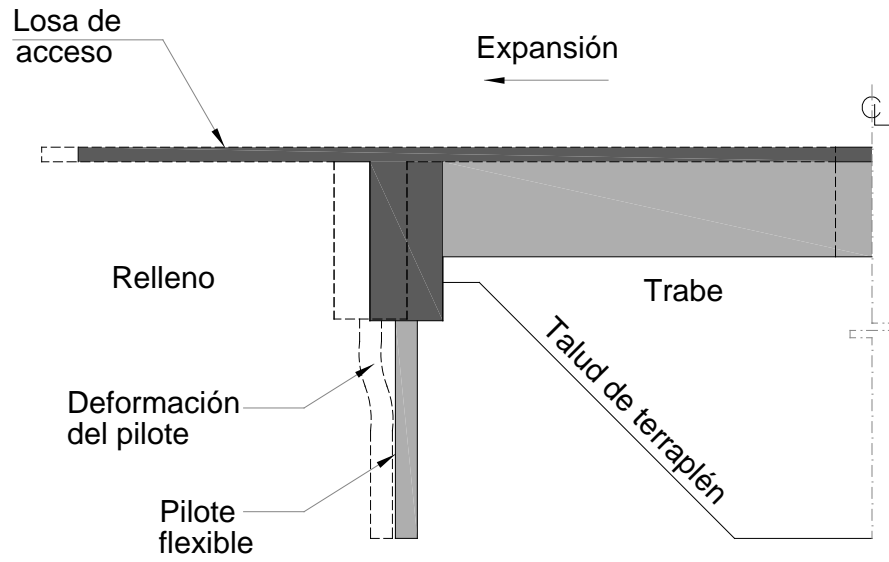


Figura No. 15. Movimiento de expansión del puente

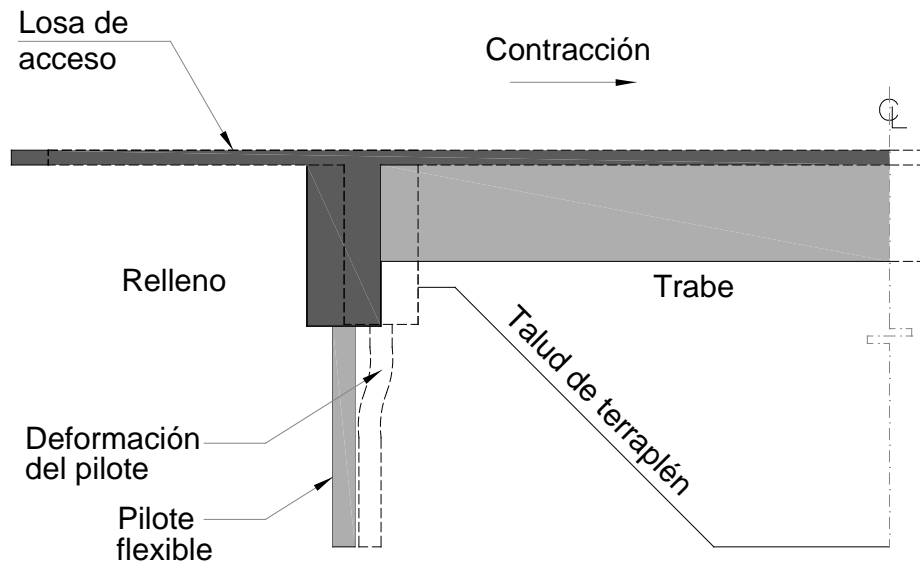


Figura No. 16. Movimiento de contracción del puente

2.3 Ventajas y desventajas de los puentes integrales

Los puentes integrales poseen ciertas ventajas con relación a los puentes convencionales, sin embargo, se debe evaluar si existen las condiciones adecuadas para su construcción; en seguida se mencionan algunas ventajas y desventajas de los puentes integrales (Vasant C. 2005).

Ventajas

Mejor comportamiento estructural

Los puentes integrales son estructuras monolíticas, hiperestáticas, esto les proporciona mayor estabilidad estructural ante las solicitaciones a que están sujetas y mejor comportamiento dinámico ante cargas por sismo.

Eliminación de las juntas de dilatación

Al eliminar las juntas de dilatación se logra la continuidad en la superestructura del puente, evitando la formación de escalones y el fuerte impacto por cargas vivas en la superestructura, favoreciendo la seguridad y la comodidad del tránsito.

Costos mínimos de mantenimiento

Con la eliminación de juntas de dilatación y apoyos de neopreno, los costos de mantenimiento son mínimos, ya que estos dispositivos especiales son uno de los factores más importantes en el concepto de mantenimiento de los puentes durante su vida útil. Sin embargo, los puentes integrales no están exentos de tareas de mantenimiento, ya que periódicamente se debe hacer limpieza de drenes y trabajos de pintura.

Ahorro de materiales de construcción

Al ser estructuras hiperestáticas se generan menores elementos mecánicos por las cargas impuestas, lo que permite seleccionar secciones más pequeñas para los componentes estructurales. Un elemento estructural de determinadas dimensiones podrá soportar más carga si es parte de una estructura continua que si estuviera simplemente apoyada.

Ahorro en dispositivos especiales

Las estructuras continuas de concreto o acero son menos costosas al no tener las articulaciones, pasadores y demás elementos que la hacen estáticamente determinadas. La instalación de articulaciones y de otros mecanismos de apoyo necesarios para convertir los sistemas estructurales en estructuras isostáticas, no solo presenta difíciles problemas de construcción, sino que además eleva bastante los costos.

Mayores factores de seguridad

Las estructuras estáticamente indeterminadas tienen con frecuencia mayores factores de seguridad, debido a que a menudo sus elementos tienen la capacidad de redistribuir los esfuerzos a zonas menos fatigadas.

Mayor rigidez y menores deflexiones

Las estructuras estáticamente indeterminadas son más rígidas que las estructuras isostáticas y sus deflexiones son menores, gracias a su continuidad poseen mayor estabilidad frente a todo tipo de cargas.

Desventajas

No pueden ser reemplazados por puentes convencionales.

El objetivo de los puentes integrales es reducir los costos de mantenimiento e incrementar su durabilidad, por lo que reemplazar un puente integral por un puente convencional es poco práctico y antieconómico.

No hay sustitución de piezas

Una desventaja considerable es que las piezas o elementos estructurales no pueden ser sustituidos en la estructura. Como los puentes integrales son en esencia una sola pieza, la fractura de una parte de ellos es fundamental para catalogar el puente como estructura poco segura.

Asentamiento de los apoyos

Las estructuras hiperestáticas no resultan convenientes en todos aquellos casos donde las condiciones de cimentación son desfavorables, pues los asentamientos que se presentan en los apoyos de la estructura, por pequeños que parezcan, pueden causar cambios notables en los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes, las reacciones y las fuerzas en los miembros de la estructura.

Aparición de otros esfuerzos

Los cambios en la posición relativa de los elementos estructurales causados por variación de temperatura, fabricación deficiente o deformaciones internas por acción de la carga, pueden causar cambios graves en las fuerzas en toda la estructura.

Dificultad de análisis y diseño

El análisis y diseño de estructuras hiperestáticas son más complejos que en las estructuras isostáticas, sin embargo, el esfuerzo adicional requerido vale la pena, puesto que va acompañado de un ahorro en materiales de construcción y un mejor comportamiento de la estructura.

Inversión de las fuerzas

Por lo general, en las estructuras hiperestáticas se produce un mayor número de inversiones de fuerzas que en las estructuras isostáticas. En algunas ocasiones se requiere más material de refuerzo en ciertas secciones de la estructura para resistir los diferentes estados de esfuerzo y para evitar fallas por fatiga.

Del análisis de las ventajas y desventajas que poseen los puentes integrales, se puede decir que son mayores los beneficios que se tienen con este tipo de puentes y vale la pena su estudio para la aplicación a proyectos nuevos y rehabilitación de puentes existentes.

2.4 Movimientos y solicitaciones que afectan a los puentes integrales

En los puentes integrales, es necesario analizar detalladamente las causas que generan los movimientos, evaluar su importancia y así justificar su viabilidad y el ámbito en el que pueden ser aplicados adecuadamente (Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, 2000).

En general, en las estructuras de puentes, sean integrales o no, se generan movimientos o desplazamientos verticales y horizontales, así como rotaciones en sus elementos, y deben ser considerados en el diseño.

Los movimientos verticales se deben a los asentamientos del terreno de desplante, las rotaciones se generan por las acciones gravitatorias y las cargas vivas, mientras que las causas que originan los movimientos horizontales se pueden clasificar en los tres grupos que se mencionan a continuación:

- a) Movimientos intrínsecos de las estructuras, como son los producidos por contracción, pretensado, flujo plástico y temperatura.
- b) Movimientos debidos a las cargas exteriores, como son los debidos al viento y sismo, además de los que se originan por el uso de la estructura, como son los provocados por las fuerzas de frenado y las fuerzas centrífugas en puentes curvos.
- c) Movimientos debidos al terreno, entre estos se incluyen los que son provocados por los asentamientos del suelo de desplante, de los terraplenes de acceso y por los empujes de tierras.

En seguida se describe de manera concisa cada una de estas acciones:

Contracción

Las mezclas de concreto normalmente contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento, esta agua libre se evapora con el tiempo; la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del elemento de concreto.

El secado del concreto viene acompañado de una disminución de volumen, a este fenómeno se denomina “contracción” y ocurre con mayor velocidad al inicio de la vida útil que al final.

Flujo Plástico

El flujo plástico es una propiedad que poseen muchos materiales, mediante la cual continúan deformándose a través de largos periodos de tiempo, cuando se encuentran sometidos a un estado constante de esfuerzos o de cargas. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio y disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos años alcanza un valor constante asintóticamente. La deformación por flujo plástico no solamente depende del tiempo, también depende de las propiedades de la mezcla, de la humedad, de las condiciones de curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado.

Temperatura

Los efectos causados por la temperatura son los que mayor trascendencia tienen en la concepción de puentes integrales y los que más condicionan los límites de utilización de este tipo de puentes, debido no solamente a la magnitud de las deformaciones que provocan, sino al hecho de que se trata de deformaciones alternadas que se producen durante toda la vida de la estructura, lo que contrasta con los efectos de contracción y flujo plástico que producen exclusivamente acortamientos y que su efecto termina al cabo de muy pocos años.

Pretensado

El concreto presforzado es un tipo de concreto reforzado, en el cual el acero de refuerzo se tensa contra el concreto, esta operación da como resultado un sistema auto equilibrado, con esfuerzos de tensión en el acero y logrando que en el concreto se tengan esfuerzos de compresión o esfuerzos de tensión mínimos que pueda resistir, esta técnica mejora la respuesta de los elementos de concreto a cargas externas. Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida que este se comprime; éste acortamiento tiene dos componentes: uno instantáneo y otro diferido. Las deformaciones instantáneas se producen en el taller de prefabricación y no influyen en el comportamiento del tablero de los puentes, pero si es importante evaluar la parte de la deformación que resta por producirse cuando se integra el tablero con el estribo y con la cimentación.

Dado el orden de magnitud de las deformaciones que genera el concreto presforzado comparado con otros sistemas estructurales, el uso de soluciones pretensadas en puentes integrales no es muy recomendable, solo es posible en puentes muy cortos o de longitudes moderadas.

Sismo

Actualmente se tiene un gran avance en el conocimiento del origen de los sismos y de los mecanismos geológicos involucrados. Los sismos de gran magnitud se explican por una teoría llamada **tectónica de placas**, mediante la cual se ha comprobado que la litosfera (corteza terrestre) esta subdividida en un buen número de grandes placas. En las zonas donde el espesor de la litosfera es menor, el magma fluye hacia arriba entre las discontinuidades de las placas, dado que este se encuentra en estado líquido debajo de la litosfera. La emersión de este magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla, estos empujes se reflejan en los extremos opuestos de las placas donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. Según las características de las placas que entran en contacto y de los movimientos relativos de las mismas, se presentan distintos fenómenos, como deslizamientos entre placas, hundimiento de una placa debajo de otra. Esto provoca una gran acumulación de energía debido a la fricción entre los bordes de las placas, que se libera con el rompimiento de las mismas al no soportar las fuerzas generadas. La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre, que se transmiten a grandes distancias y provocan la vibración de la superficie del suelo. El movimiento del suelo es transmitido a las estructuras, y como resultado de la excitación, se tiene un movimiento oscilatorio que induce desplazamientos y esfuerzos sobre las estructuras.

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos distintos de los de la mayoría de las otras acciones, las diferencias no radican tanto en el carácter dinámico de la acción, sino en que sus efectos dependen de la interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y de las propiedades de la estructura misma. Por lo tanto, el diseño sismorresistente, requiere de la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos dinámicos y de un cuidado especial en la observación de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elemento estructurales, que resistirán los efectos de un sismo.

Se recomienda en los reglamentos y normas para diseño sísmico que las estructuras se analicen bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos de ambas componentes se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos de la componente que actúa en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos de la componente que actúa perpendicularmente, con los signos que resulten más desfavorables.

Viento

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire que se originan por las diferencias de presión en las distintas zonas de la atmosfera y por la rotación de la tierra. Estos movimientos ocurren constantemente, sin embargo, para el diseño estructural interesan los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. En las distintas regiones de nuestro planeta existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios (huracanes o ciclones), dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales.

El flujo de aire que se genera en un huracán no es uniforme, los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias.

Cuando un huracán toca tierra pierde rápidamente su potencia, por lo tanto la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades en el interior es menor que en las costas.

Cuando el flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, produciendo presiones y succiones. Las partículas de aire que golpean directamente en la cara expuesta, cara de barlovento, ejercen sobre ella un empuje, en la cara opuesta, cara de sotavento, el flujo de aire provoca succión. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión, según la geometría del objeto. Estos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto.

El modelo más usual para el estudio analítico del viento distingue un componente estático, o sea aquella parte que puede considerarse que actúa con velocidad media constante durante varios minutos, más una oscilación aleatoria que tiene periodos del orden de algunos segundos y que se denomina efecto de ráfaga.

El viento puede actuar en cualquier dirección, por lo tanto, debe investigarse cuál es la dirección que produce los efectos más desfavorables en la estructura. En estructuras regulares es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales del sistema estructural. El viento se trata en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

Fuerza de frenado

El efecto de frenaje de los vehículos, se considera como una fuerza horizontal actuando en el sentido longitudinal de la estructura con un valor equivalente al cinco por ciento de la carga viva vehicular actuante en todos los carriles, con el tránsito en la misma dirección, sin incluir los efectos de impacto y de la fuerza centrífuga, pero si aplicando los factores de reducción según el número de carriles. La fuerza de frenaje se considera actuando a una altura de 1.80 m sobre la rasante del camino.

Fuerza centrífuga

La fuerza centrífuga es una fuerza horizontal radial que actúa sobre los vehículos, en estructuras alojadas en curvas horizontales. Para calcular la fuerza centrífuga se multiplican las cargas vivas vehiculares aplicadas para la determinación del momento flexionante positivo máximo, por un factor que depende de la velocidad máxima de proyecto y del radio de la curva. Se considera que esta aplicada a 1.80 m sobre la rasante del puente. En la determinación de la fuerza centrífuga no se toma en cuenta el efecto de impacto, pero si se aplican los factores de reducción según el número carriles.

Cuando la losa de concreto reforzado o la parrilla de acero de la calzada estén firmemente ancladas a las traveses de la superestructura, se puede considerar que este refuerzo resiste en su plano, el esfuerzo cortante producido por las fuerzas centrifugas que actúan sobre las carga viva.

Asentamientos

Los asentamientos son deformaciones verticales de la superficie del terreno, originados por la aplicación de cargas o por el peso propio de las capas de suelo. Estos pueden ser inmediatos o diferidos.

Las restricciones en la magnitud de los asentamientos obedecen a dos razones; 1) las exigencias estructurales para evitar comportamientos inaceptables de la estructura, y 2) a razones funcionales que exigen que la rasante de la calzada no tenga cambios bruscos de geometría que afecten el confort y seguridad de los usuarios.

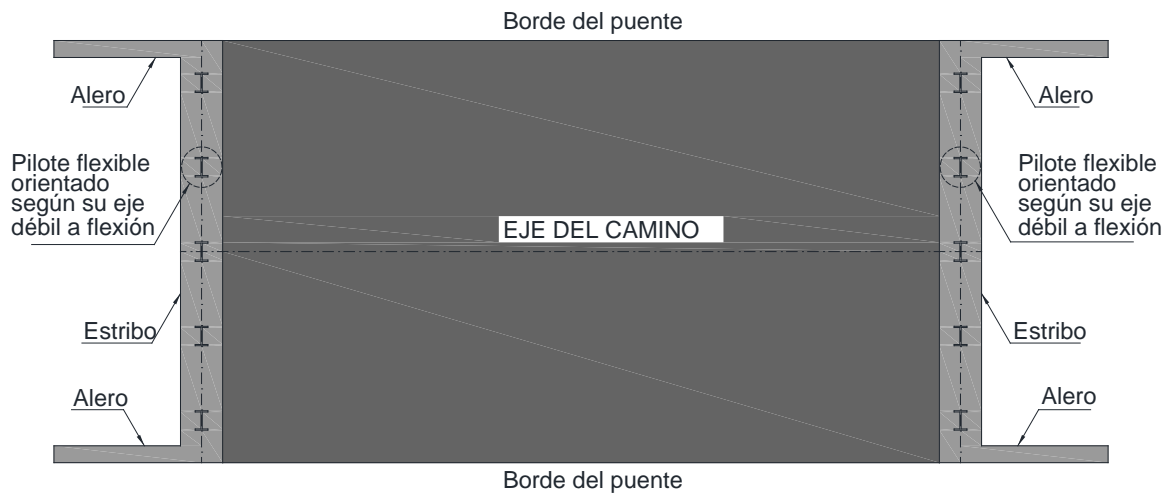
2.5 Practicas recomendadas y detalles constructivos típicos de los puentes integrales

Actualmente no existen especificaciones de construcción y de diseño disponibles en los reglamentos o normas de diseño de puentes, en relación con los puentes integrales, por lo que en los países donde se construyen este tipo de puentes, confían más en la experiencia basada en la observación del comportamiento de puentes integrales existentes, que en cálculos teóricos, (Vasant C. 2005). A continuación se presentan algunas de las prácticas de construcción más utilizadas en los puentes integrales.

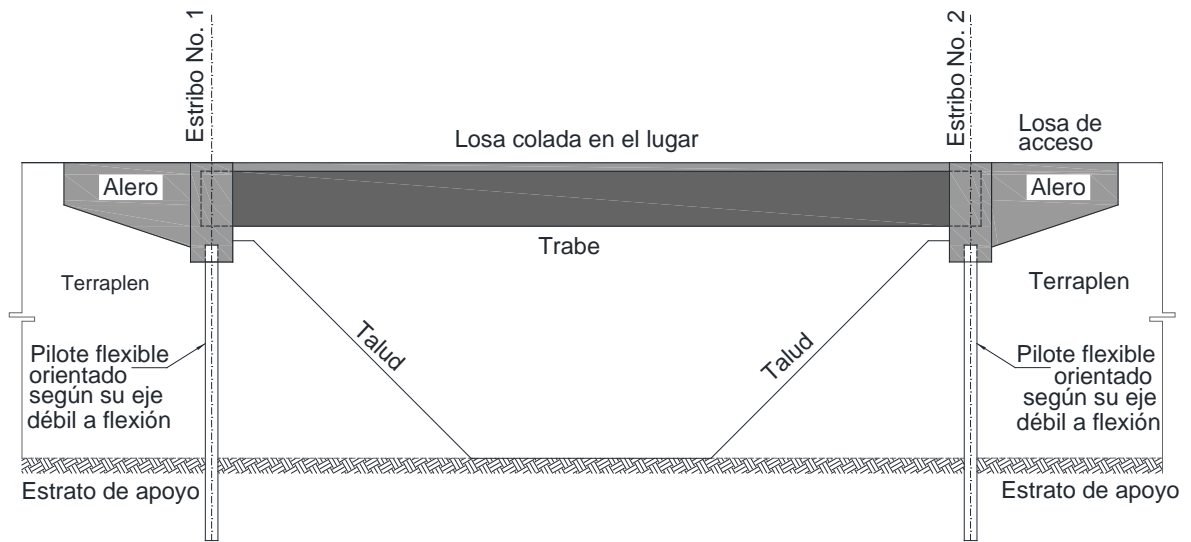
- Uso de estribos tipo- tacón o de altura reducida, cuando las condiciones lo permitan.
- Uso de una sola hilera de pilas flexibles, orientadas con el eje débil a flexión paralelo al centro de línea del puente.
- Uso de pilas de acero de máxima ductilidad y durabilidad.
- Las pilas deben penetrar en el cabezal una distancia de por lo menos dos veces el peralte de la sección para lograr el empotramiento en el estribo.
- Proveer un estribo suficientemente ancho para absorber los errores en el alineamiento de las pilas en el momento del colado del estribo.
- Proveer la altura del terraplén suficientemente cercano a la superestructura para minimizar la altura del estribo y la longitud de los aleros.
- Proveer una penetración mínima del estribo dentro del terraplén.
- Hacer los aleros tan pequeños como sea posible para minimizar la cantidad de materiales de construcción y a su vez minimizar la cantidad de tierra que tendrá que moverse con los estribos durante la expansión térmica de la superestructura.

- Para superestructuras de poco peralte se recomienda usar aleros en voladizo paralelos al eje del camino, en vez de aleros transversales.
- Proveer un material de relleno suelto cerca de los aleros en voladizo.
- Proveer un relleno granular para acomodar las contracciones y expansiones impuestas por la superestructura.
- Empotrar las vigas completamente en los diafragmas de los estribos de concreto.
- Pintar los extremos de las vigas que quedaran embebidos en los estribos.
- Sellar la junta entre la viga y el relleno para evitar que entre agua.
- Proveer agujeros en los extremos de las vigas de acero para ensartar el acero refuerzo longitudinal del estribo.
- Proveer pernos para soporte temporal anclados en el cabezal para sujetar las vigas, en lugar de colocar asientos.
- Ligar la losa de acceso al estribo con acero refuerzo y formar una articulación.
- Usar refuerzo generoso por contracción en la losa de cubierta en la zona del estribo.
- La longitud del pilote no debe ser menor de 10 ft (3.05 m) para que tenga suficiente flexibilidad.
- Proveer agujeros pre-excavados a una profundidad de 10 ft para las pilotes si fuera necesario, para suelos cohesivos o densos, para lograr flexibilidad en las pilotes y que la superestructura se desplace.
- Proveer juntas en el pavimento para permitir los movimientos cíclicos del puente y que el pavimento se expanda.
- Ver el comportamiento del puente completo y no solamente los estribos.
- Proveer simetría en los puentes integrales para minimizar la fuerza longitudinal potencial sobre los pilotes y para igualar la presión sobre los estribos.
- Proveer dos capas de polietileno debajo de la losa de acceso para minimizar la fricción y permitir el movimiento horizontal.
- Limitar el uso de estribos integrales para puentes con esviajes menores de 30° para minimizar la excentricidad lateral de la fuerza longitudinal potencial.

Algunos aspectos mencionados anteriormente se muestran en forma gráfica en las siguientes figuras (**Figuras No. 17, 18, 19, 20,21 y 22**).



PLANTA



ALZADO

Figura No. 17. Planta y alzado de un puente integral, en el cual se muestran los pilotes orientados según su eje débil para permitir mayor flexibilidad a los mismos, y los aleros del puente orientados en la dirección del eje del puente para arrastrar la menor cantidad posible de material de terraplén.

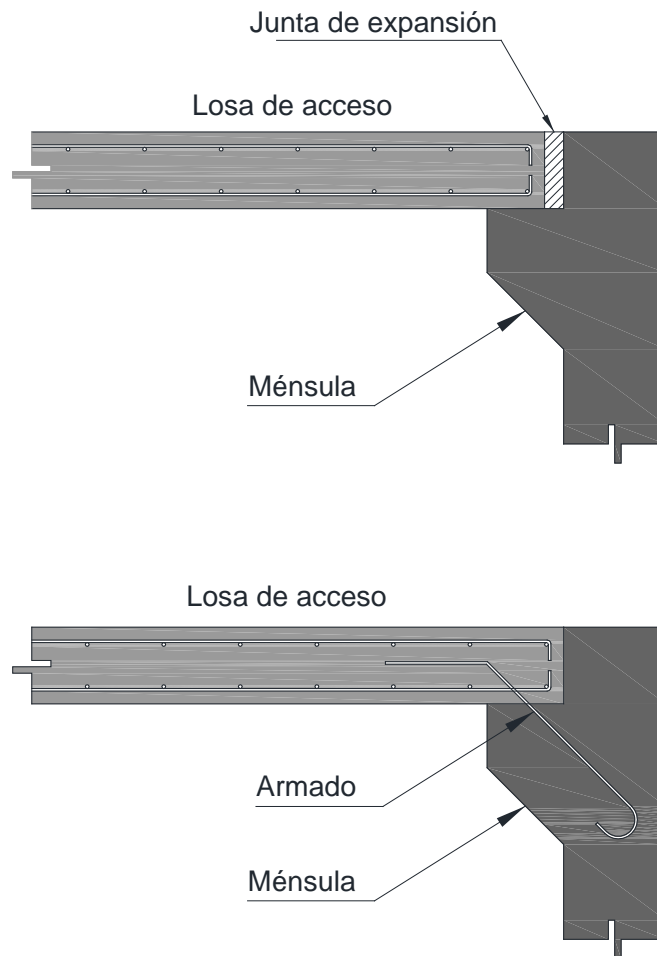


Figura No. 18. Detalles de conexión típicos de la losa de acceso al estribo. En el primer caso se muestra la losa simplemente apoyada y con una junta de expansión entre la losa y el estribo. En el segundo caso se muestra el uso de acero de refuerzo para conectar la losa de acceso al estribo.

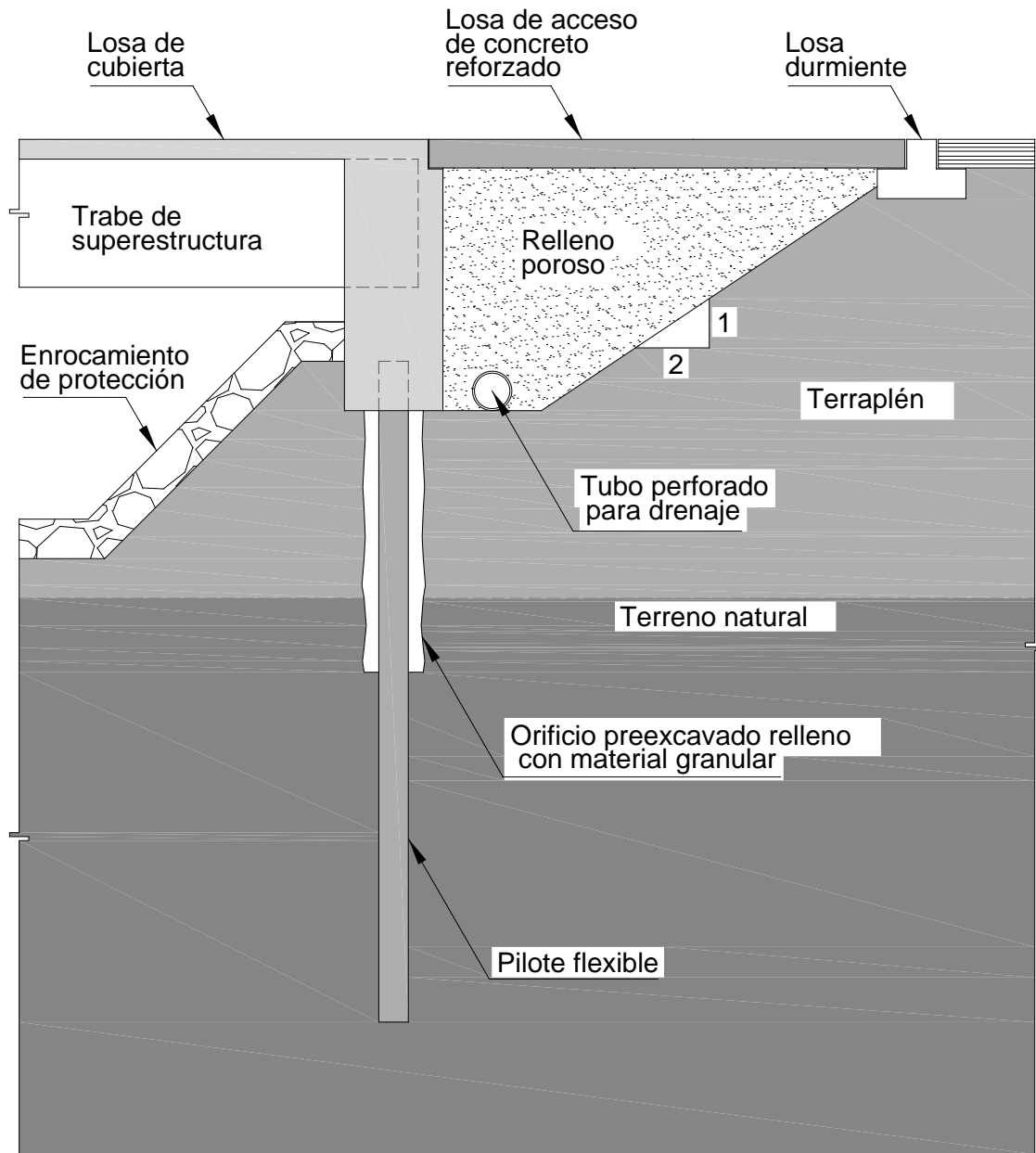
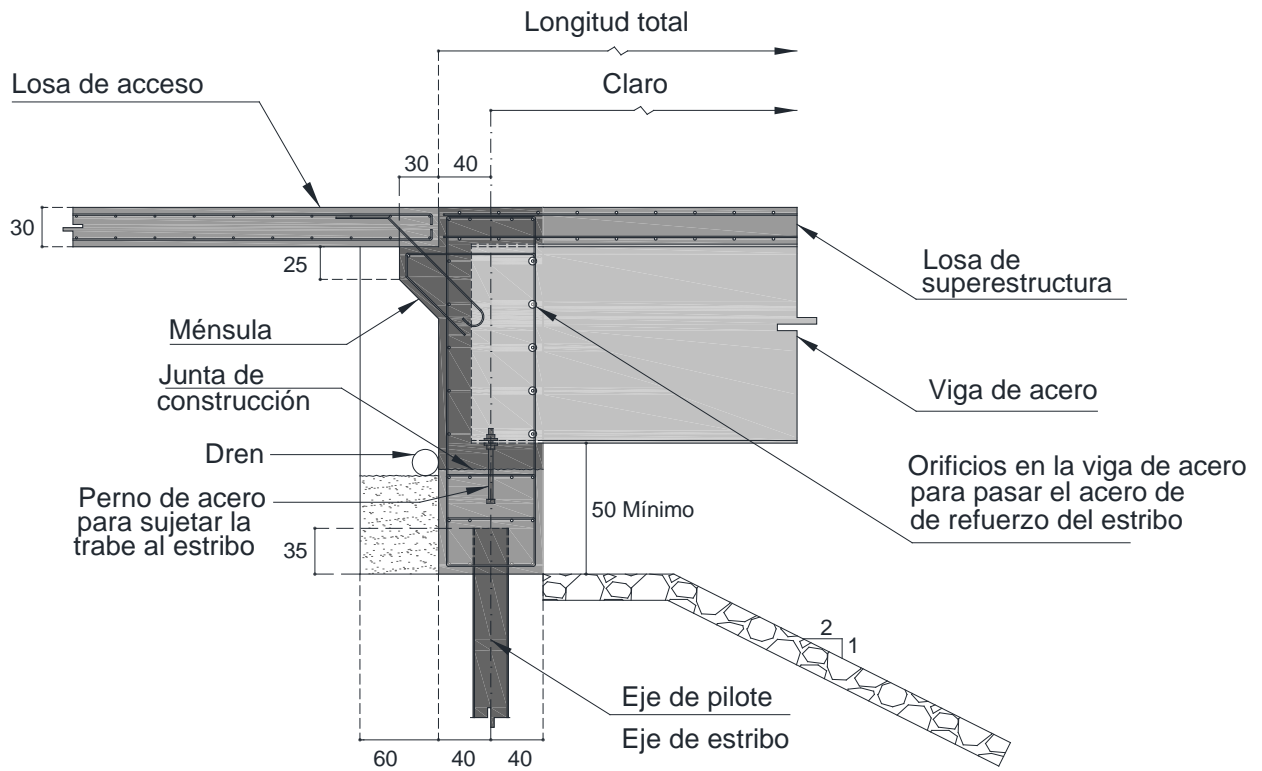
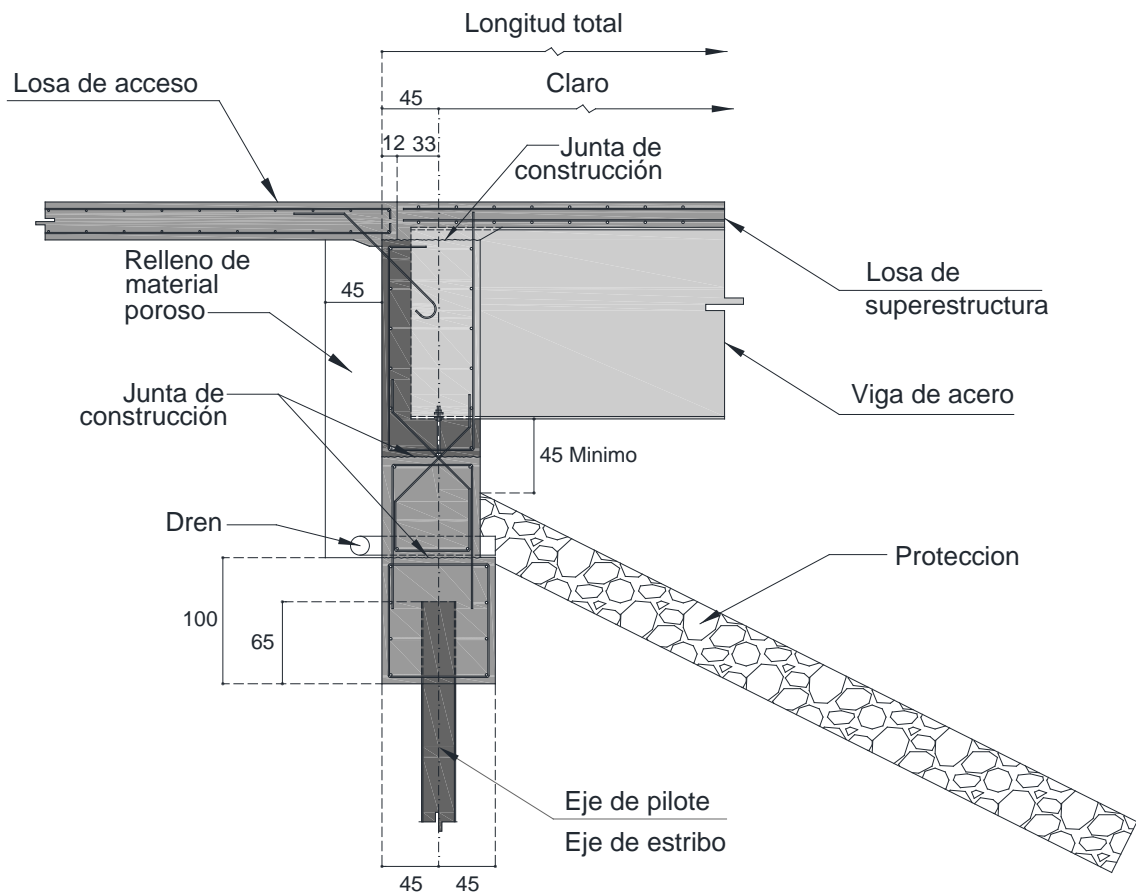


Figura No. 19. Detalle típico de un estribo integral. Se muestra el empotramiento de la trabe de la superestructura en el estribo, además se muestra el empleo de un relleno poroso atrás del estribo para facilitar el movimiento del mismo y absorber los movimientos de la superestructura. También se muestra una longitud preexcavada en el pilote para hacerlo más flexible.



Acotaciones en cm.

Figura No. 20. Detalle de un estribo integral para superestructura de acero, donde las vigas se sujetan al estribo pasando el acero de refuerzo a través de los orificios realizados en las vigas y por medio de pernos ahogados en el estribo



Acotaciones en cm.

Figura No. 21. Detalle de un estribo integral para superestructura de acero, donde las vigas se sujetan al estribo pasando el acero de refuerzo a través de los orificios realizados en las vigas y por medio de pernos ahogados en el estribo

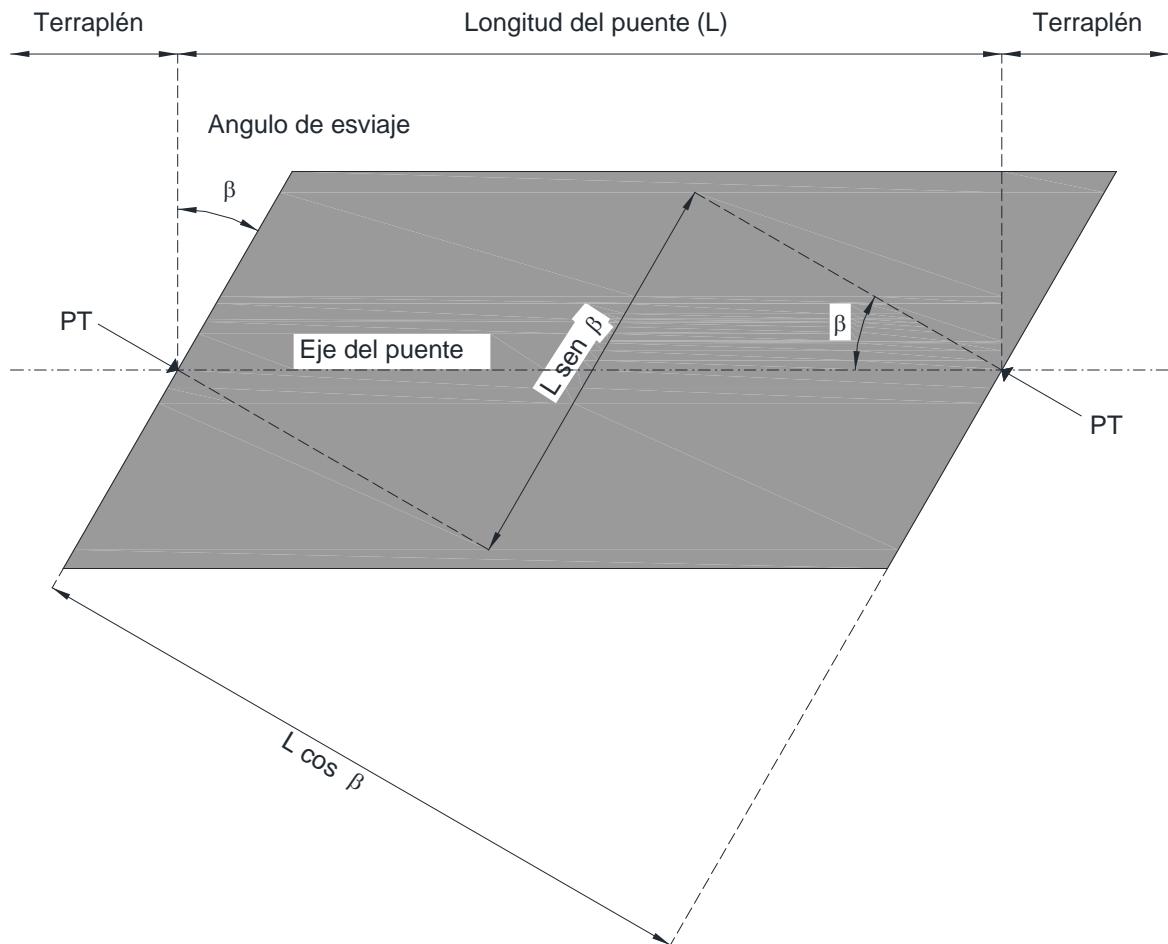


Figura No. 22. Planta de un puente integral esviado. Se observa que en estos puentes se genera un momento torsionante, originada por el empuje en los estribos. Esta una de las razones por las cuales se limita el ángulo de esviaje para puentes integrales.

SISTEMA DE LOSAS FLEXIBLES PARA SUSTITUIR A LAS JUNTAS DE DILATACIÓN TRADICIONALES

3.1 Antecedentes

Una gran cantidad de puentes en México y en varios países del mundo, son diseñados como estructuras de claros múltiples simplemente apoyados, cuya superestructura se compone de vigas de acero o vigas de concreto presforzado o postensado y cubierta de concreto reforzado colada en el lugar. Estos puentes requieren el uso de juntas de expansión entre claros adyacentes, para permitir los desplazamientos impuestos por las solicitaciones a que se ven sujetas estas estructuras. Como se ha señalado anteriormente, las juntas generan problemas a corto y largo plazo, y conducen a gastos considerables por concepto de instalación y de mantenimiento. Por lo tanto, existe la necesidad de reducir o eliminar las juntas de expansión en las cubiertas de estos puentes.

Una solución a este problema, y que ha estado ganando popularidad en los últimos años, es el uso de **losas flexibles de conexión de concreto reforzado** entre claros adyacentes, que sustituyen a las juntas de expansión en puentes de claros múltiples (Edmund Ho and Jim Lukashenco, 2011).

3.2 Definición de losa de conexión

Como respuesta al problema que presentan las juntas de dilatación en las estructuras de los puentes, se ha propuesto el uso de sistemas de puentes de cubierta continua, en los cuales se eliminan las juntas de dilatación, empleando una cubierta ininterrumpida de concreto reforzado sobre claros múltiples simplemente apoyados.

La losa de conexión es el segmento de la cubierta que conecta dos claros adyacentes o los claros extremos con los estribos del puente, en estructuras de puentes de vigas simplemente apoyadas y su espesor es igual que el de la losa de cubierta; la losa de conexión es usada para acomodar las rotaciones de las vigas y no proporciona continuidad estructural al puente, ver las **figuras No. 23 y 24**.

Cuando en una estructura de un puente las juntas de dilatación son reemplazadas por una cubierta sin juntas, es decir empleando las losas de conexión, se produce una flexión negativa en la losa de conexión por el tránsito de las cargas vivas. Por la flexión negativa en la losa de conexión, se espera cierto nivel de agrietamiento sobre la superficie superior de la misma, esto provee un medio para que el agua de lluvia o el agua de deshielo, se filtre a través de las fisuras hacia el interior de la losa, existiendo la posibilidad de corrosión del acero de refuerzo, (**ver la figura No. 24**). Aun así, las cubiertas sin juntas son preferibles a una cubierta con juntas dilatación, debido a que con un diseño adecuado de la losa de conexión y con la utilización de los materiales apropiados se puede evitar o disminuir el fisuramiento a niveles permisibles. (Edmund Ho and Jim Lukashenco, 2011).

Actualmente las losas de conexión se emplean en puentes nuevos y en puentes existentes para reemplazar las juntas de expansión.

3.3 Restricciones para el uso de losas de conexión

Se han sugerido algunas limitaciones en cuanto al uso de las losas de conexión, que se relacionan con la geometría y de flexión de las estructuras. Estas restricciones se introducen principalmente para asegurar que las condiciones de diseño se cumplan, cuando se utilizan los detalles estándar propuestos. Las limitaciones impuestas son en relación a los siguientes aspectos: 1) la rotación de los extremos de las vigas bajo carga viva, 2) el esviaje del puente y 3) el peralte de las vigas. El sistema es recomendado para puentes con esviajes no mayores de 20° y para vigas longitudinales con peraltes que no excedan de 1.20 m.

Para aquellos casos donde los detalles estándar de la losa de conexión no puedan ser aplicados o se apliquen en forma distinta a los especificados, es necesario realizar un procedimiento diferente y se podrá elegir entre los dos sistemas alternativos siguientes:

- 1) Utilizar un sistema de losa de conexión desligado. En este sistema, la losa de conexión de concreto es desligada de las trabes en cada extremo de las mismas, con el propósito de proporcionar a la losa de conexión la flexibilidad requerida para acomodar las rotaciones impuestas por las cargas vivas. **Ver la figura No. 23.**
- 2) Convertir los claros simplemente apoyados en un sistema de cubierta semi-continua, envolviendo los extremos de las vigas con un diafragma de concreto, que debe estar

rígidamente conectado a las vigas por medio de conectores de cortante o por algún otro dispositivo que garantice una unión rígida, a fin de que se pueda transferir el momento negativo causado por carga viva y por las cargas muertas superimpuestas. **Ver la figura No. 25**

En el primer caso se requiere reemplazar una mayor área de la losa de cubierta, sin embargo, el detalle constructivo es mucho más simple que el requerido para alojar los diafragmas en los extremos de las vigas, como se menciona en el inciso 2.

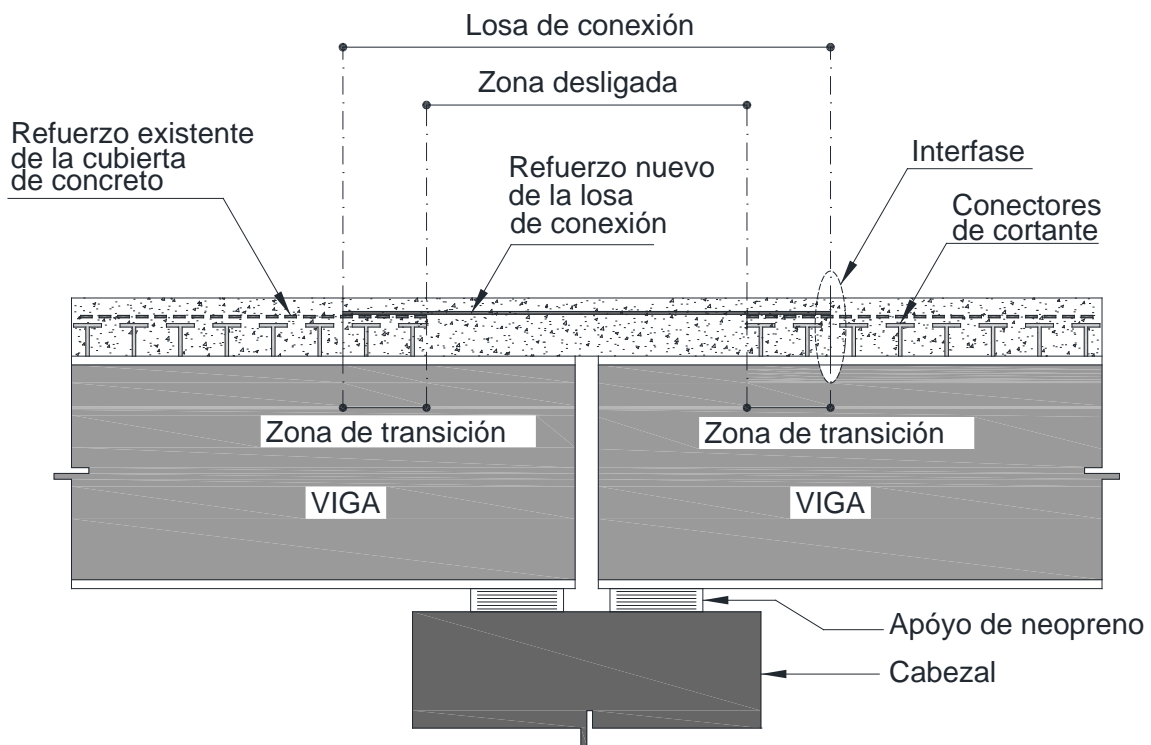


Figura No. 23 – Losa de conexión flexible de concreto reforzado. Se observa una zona desligada de la losa en los extremos de las trabes. En el caso de vigas de acero se utilizan conectores de cortante para ligar la losa a las trabes y en caso de vigas de concreto la liga se realiza pasando los estribos de las trabes a losa de cubierta.

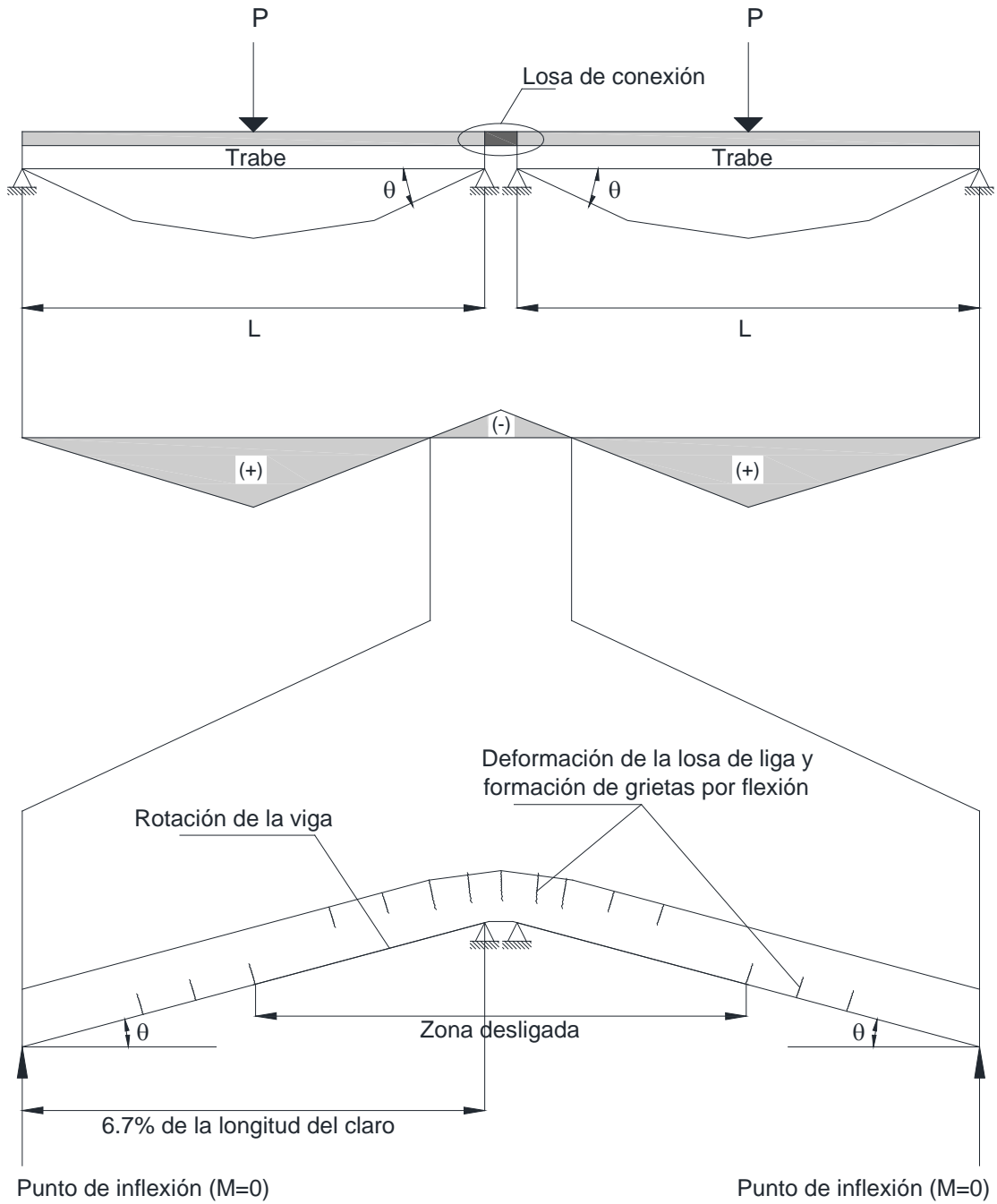


Figura No. 24 – Losa de conexión y esquema de la flexión de la cubierta en la zona desligada.

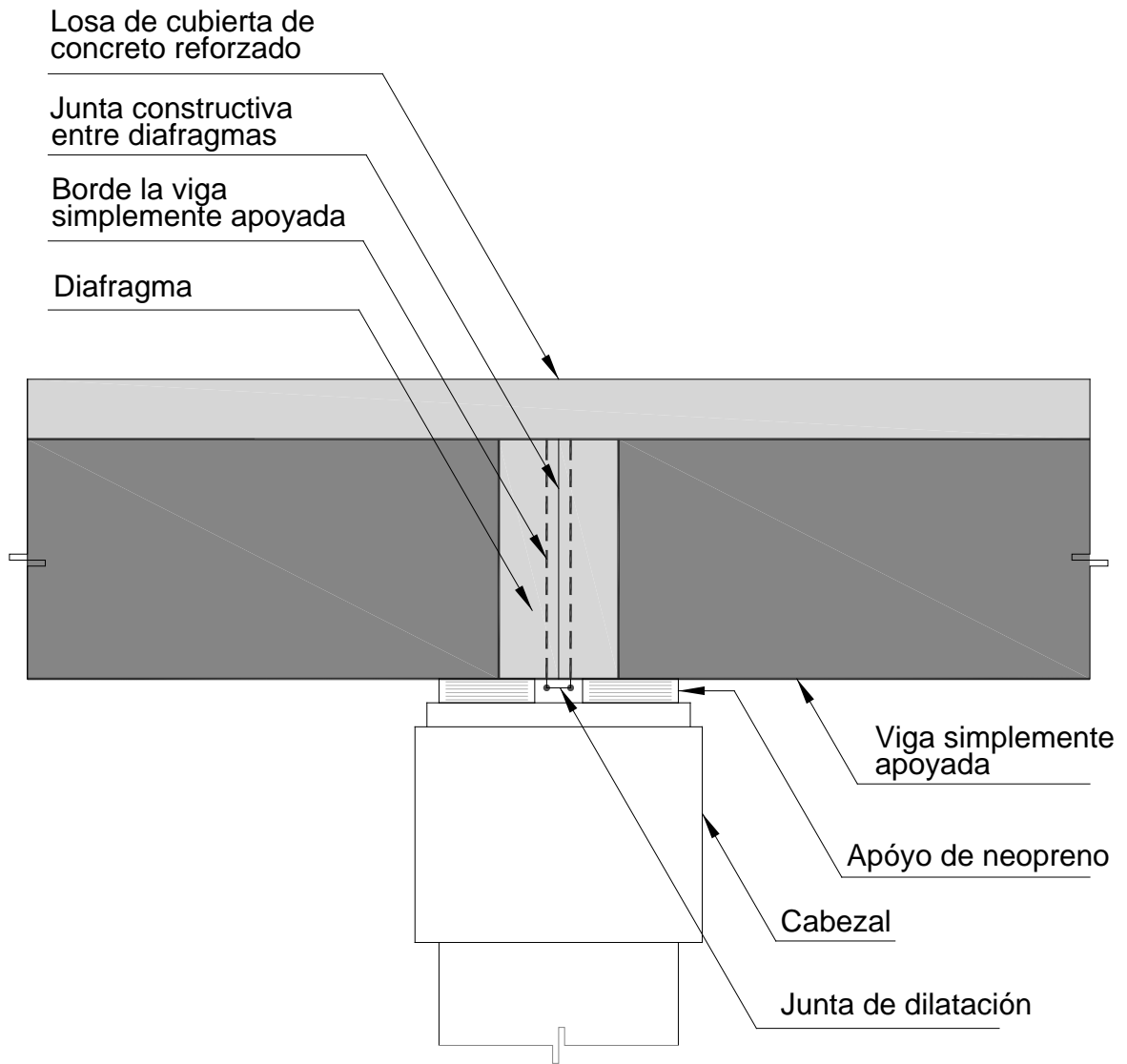


Figura No. 25 – Sistema de cubierta semi-continua

3.4 Tipos de refuerzo y concreto utilizados en losas de conexión

Las losas de conexión son diseñadas para flexionarse, sin embargo, si las deflexiones son excesivas, propician el desarrollo de grietas anchas, exponiendo el acero de refuerzo interior a la corrosión. Debido a que el agrietamiento que se presenta en las losas de conexión no puede ser eliminado completamente, existe el riesgo latente de corrosión del acero de refuerzo, sin embargo, puede ser controlado por alguno de los siguientes métodos:

- 1) Limitar el ancho de las grietas, limitando la rotación en las vigas
- 2) Aplicación de membranas impermeables en la superficie de la cubierta de concreto
- 3) Uso de refuerzo especial para la losa de conexión
- 4) Utilización de concretos de alto desempeño.

En cuanto al uso de refuerzo, pueden considerarse los siguientes tipos:

3.4.1 Varillas de refuerzo recubiertas con una capa epóxica (epoxy-coated rebar, ECR)

Los recubrimientos epóxicos en las varillas se han diseñado para que actúen como una barrera física, aislando el acero para evitar que ocurra la corrosión. El recubrimiento también sirve como un aislante eléctrico para el acero y minimiza el flujo de corriente corrosiva. Aunque las varillas recubiertas completamente con epóxico no se corroen, su rendimiento depende de la capacidad e integridad del recubrimiento. Cuando se presentan defectos en el revestimiento la resistencia a la corrosión disminuye. El rendimiento de los ECR también depende del grado de agrietamiento del concreto, la profundidad del recubrimiento del concreto y los niveles de cloruros.

3.4.2 Varillas de refuerzo de polímero reforzado con fibra de vidrio (glas-fiber-reinforced-polymer-GFRP)

Las varillas de refuerzo GFRP no contienen acero y por lo tanto son inmunes al ataque de cloruros y de químicos, además, no son conductoras de electricidad y tienen altas relaciones resistencia - peso. Tienen una resistencia a la tensión hasta dos veces mayor que la del acero de refuerzo convencional, aunque pesen únicamente la cuarta parte de aquellas.

Las varillas de refuerzo GFRP tienen cualidades distintas a las de acero, por lo tanto, existen diferencias importantes en el diseño y en las consideraciones de construcción. El módulo de tensión del refuerzo GFRP es únicamente 1/5 del correspondiente al acero, lo que puede limitar la longitud de los claros. (Azis Saber and Ashok Reddy, 2012)

3.4.3 Concretos reforzados con fibras de acero.

Tipo 1: Son concretos con altas proporciones de fibras cortas. El contenido de fibras para este producto está entre 5 y 10% por volumen, y las fibras no exceden 6 mm en longitud. Las fibras mejoran la resistencia a la tensión del concreto, pero poco contribuyen a aumentar la ductilidad. El material, por lo tanto, se usa en estructuras con altos porcentajes de varillas de refuerzo tradicionales.

Tipo 2: Son concretos con porciones intermedias de fibras largas: El contenido de fibras para estos productos varía entre 2 y 3% por volumen, y las fibras están entre 13 y 20 mm de largo. Las fibras mejoran la resistencia a la tensión y la ductilidad del concreto y se pretende que reemplacen todas o una parte de las varillas de refuerzo que normalmente serían usadas en elementos de concreto presforzado o reforzado.

Tipo 3: Son concretos con proporciones muy altas de fibras de varias longitudes. El contenido de fibras de este producto puede ser de hasta 11% por volumen y las fibras pueden variar desde 1 hasta 20 mm de largo. Las fibras incrementan significativamente tanto la resistencia a la tensión como la ductilidad del concreto, y pueden reemplazar todas las varillas de refuerzo tradicionales en un elemento. Al igual que con los compuestos reforzados con fibras que se forman usando una matriz orgánica, la matriz de un concreto del Tipo 3 transfiere los esfuerzos entre las fibras y asegura ciertas propiedades físicas y químicas del material.

3.4.4 Compuestos Cementicios de Ingeniería

Las recientes investigaciones sobre los Compuestos Cementicios de Ingeniería (ECC Engineered Cementitious Composite) han demostrado que mejoran la durabilidad de las estructuras de concreto; la principal razón de esto es la capacidad de endurecimiento por deformación bajo tensión uniaxial mientras se forma un gran número de microgrietas hasta que alcanza su deformación última (Lepech and Li, 2009).

Cuando los ECC se aplican en la construcción de losas de conexión para puentes, se ha demostrado mediante pruebas cíclicas a escala real que se logra un mejoramiento significativo del control del ancho de grietas, lo que sugiere que el uso de ECC puede ser efectivo en la prolongación de la vida útil de las estructuras, ya que el acero de refuerzo está más protegido contra la corrosión (Yong Kim and C. Li, 2008)

DISEÑO DE LOSA DE CONEXIÓN FLEXIBLE

4.1 Antecedentes

El sistema de cubiertas de puentes sin juntas soportadas por vigas simplemente apoyadas ha sido objeto de numerosos estudios, entre los más importantes se pueden mencionar los siguientes:

- En 1981, Zuk estudió el concepto de cubiertas de puentes sin juntas construidas sobre vigas múltiples simplemente apoyadas. Analizó el efecto de expansión y contracción en las cubiertas sin juntas y consideró la interacción de las fuerzas entre las vigas y la cubierta.
- En 1980, Gatal y Zia desarrollaron un método de análisis por medio de elemento finito para cubiertas de puentes sin juntas soportadas por vigas simplemente apoyadas. En el análisis se consideró las propiedades no lineales del material, agrietamiento del concreto, flujo plástico, contracción, efectos de temperatura y varias condiciones de carga. Debido a la falta de datos experimentales, la validación de estos estudios se realizó por comparación con los resultados de pruebas de vigas simplemente apoyadas con una cubierta tradicional.
- Se modificó el programa de elemento finito para incorporar en el análisis la cubierta parcialmente desligada de las vigas de soporte; se consideró una deformación constante a través del peralte de la losa, mientras que Gatal consideró una variación lineal a través del peralte de la losa de conexión.
- Richardson estudió la eliminación o sustitución de las juntas de expansión de puentes usando cubiertas continuas parcialmente desligadas y desarrolló un procedimiento de diseño simplificado. A su vez desarrolló un programa de computadora para predecir el ancho de las grietas y el espaciamiento en la losa de cubierta.

Sin embargo, estos estudios no presentan una validación experimental de los conceptos de análisis y diseño. (Alp Caner and Paul Zia, 1998).

En 1998, Caner y Zia desarrollaron un programa de pruebas para investigar el comportamiento de cubiertas de puentes sin juntas y con base en éste programa, propusieron un método de diseño simple para el diseño de losas de conexión.

El programa de pruebas incluyó dos especímenes de construcción compuesta, el primero fue una losa de cubierta continua de concreto reforzado colada sobre dos vigas de acero simplemente apoyadas y el segundo con una losa similar al primer espécimen pero colada sobre dos vigas de concreto reforzado prefabricadas.

- En los dos extremos adyacentes de las vigas, la cubierta de concreto fue desligada en una longitud igual al 5% del claro. Esta longitud desligada está basada en los resultados de estudios teóricos que demuestran que el comportamiento carga-deflexión de la estructura no es afectado por una longitud desligada de hasta un 5% de la longitud del claro. El propósito de desligar la losa es reducir su rigidez, de tal manera que el esfuerzo desarrollado en la losa de conexión pueda ser minimizado.
- En el puente de acero para desligar la losa de la trabe se omitieron los conectores de cortante y en el puente de concreto se omitieron los estribos entre la viga y la cubierta.
- Ambos puentes fueron probados con cuatro diferentes condiciones de apoyo: H R R H, R H R H, R R R R y R H H R, donde H significa articulación y R es rodillo. La primera y cuarta letra representan los dos soportes exteriores y la segunda y tercera letra representan los apoyos interiores. El objetivo de probar diferentes condiciones de apoyo, fue observar si existía alguna diferencia en el comportamiento de la losa de conexión bajo diferentes condiciones de apoyo, como lo había predicho el modelo de computadora.
- La carga fue aplicada sobre cada claro en incrementos de carga. Para cada incremento de carga, se registraron los datos como cargas aplicadas, deformaciones, agrietamiento y deflexiones.
- Para simular la situación donde una junta dañada será reemplazada por una cubierta sin juntas, se incluyó un traslape en el acero de refuerzo de la cubierta en la zona desligada.

Resultados obtenidos del programa de pruebas realizado.

- Se observó que dentro del rango elástico de los materiales, el comportamiento carga-deflexión fue similar para las cuatro condiciones de apoyo. Además, el comportamiento fue idéntico para ambos claros, como se esperaba debido a la simetría.
- Se notó que las pendientes medidas de la curva carga-deflexión son similares a los valores teóricos.
- La medida de la deflexión también estuvo cercana con la deflexión estimada usando un programa de análisis estructural, en el cual se despreció la contribución de la losa de conexión y se trató el puente como dos claros simplemente apoyados. Esto indica que el comportamiento del puente de acero y de concreto con una cubierta sin juntas fue similar a un puente simplemente apoyado.
- Las deformaciones de las dos vigas fueron similares en los cuatro casos. Estas medidas indicaron tensión en el patín inferior y una pequeña cantidad de compresión en el patín superior. La variación de la deformación a lo largo del peralte de la sección fue lineal.
- La deformación por tensión desarrollada en el acero de refuerzo de la losa de conexión fue similar para los cuatro casos de carga aplicados. En el primer incremento de carga, se desarrolló una grieta fina pasando por el centro de la losa de conexión.
- Las deformaciones medidas sobre las caras laterales de la losa de conexión muestran que la porción inferior de la losa estuvo en compresión. También se observó que la grieta en el centro de la losa de conexión no se extiende a la cara inferior de la losa, de modo que la losa de conexión se encuentra en flexión y su comportamiento es igual a una viga más que un elemento en tensión.
- En la prueba de carga última, la falla fue iniciada por la fluencia de la viga de acero, seguida por la fluencia de las barras de refuerzo en tensión de la losa de conexión. La losa de conexión se agrietó en cinco localizaciones diferentes. Se observó aplastamiento en el concreto en la porción inferior de la losa de conexión, indicando su falla final.

4.2 Método de diseño propuesto para la losa de conexión

Con base en los resultados de estudios analíticos y en el programa de pruebas mencionado anteriormente, se propuso un método de diseño sencillo y que consiste en los siguientes pasos:

1.- Cada claro de un puente con una cubierta sin juntas puede ser diseñado independientemente como un claro simplemente apoyado, usando los procedimientos de diseño estándar sin considerar el efecto de la losa de conexión, debido a que la rigidez de la losa de conexión es menor comparada con la rigidez de la viga.

2.- Desligar la losa de conexión en una longitud igual al 5% del claro en cada extremo de las vigas a fin de reducir su rigidez. Estudios realizados por medio del método de elemento finito indican que el comportamiento carga-deflexión de puentes sin juntas soportados por vigas simplemente apoyadas no se afecta para un desligamiento de hasta un 5% de la longitud del claro.

3.- Determinar las rotaciones máximas en los extremos de las vigas bajo cargas de servicio, tratándolas como simplemente apoyadas e imponer estas rotaciones a los extremos de la losa de conexión.

4.- Determinar el momento flexionante en la losa de conexión debido a las rotaciones impuestas usando las propiedades de la sección gruesa de la losa de conexión. Esta consideración es conservadora debido a que la losa de conexión desarrollará pequeñas grietas causando una reducción en su rigidez.

5.- Diseñar el refuerzo para la losa de conexión usando un esfuerzo de trabajo conservador, tal como un 40% de la resistencia de fluencia de la barra de refuerzo.

6.- Usar algún criterio de control de agrietamiento, por ejemplo el de las especificaciones AASHTO, para limitar el ancho de las grietas en la superficie superior de la losa de conexión.

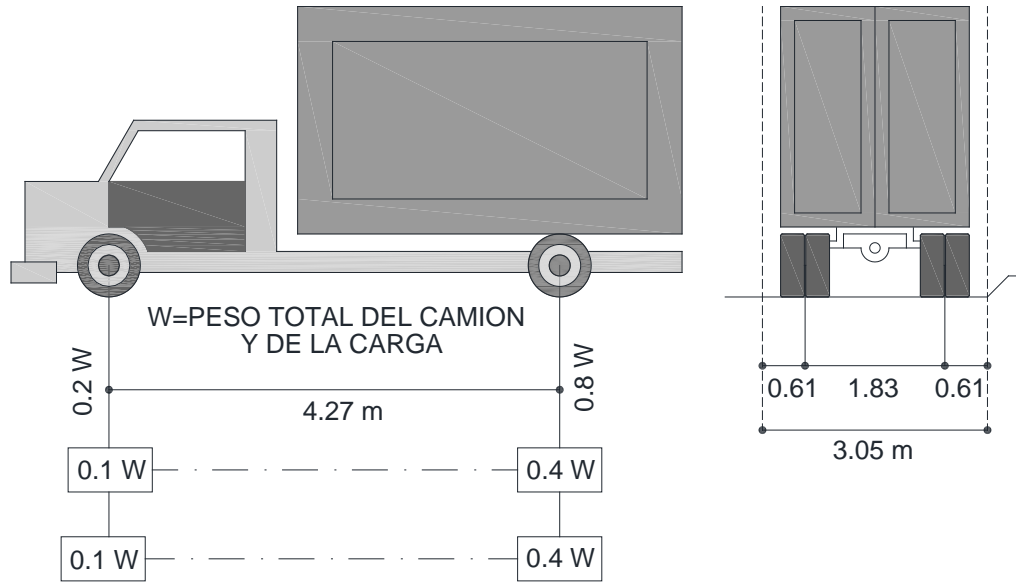
4.3 Reseña histórica acerca de las cargas vivas empleadas en México para el diseño de estructuras de puentes

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes es la encargada de regular los pesos y dimensiones de los vehículos que circulan en la red de carreteras nacionales, así como de las cargas vivas que se aplican en puentes. Sin embargo, a falta de una norma propia, se han utilizado durante muchos años las Normas norteamericanas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para el diseño de puentes.

Desde el año 1944, las normas AASHTO han adoptado modelos de cargas móviles para el diseño de puentes, estas cargas están constituidas por camiones tipo o cargas de carril equivalentes, en estas últimas los camiones no son reales, sino solo vehículos imaginarios que se usan para el diseño. Los modelos propuestos en ese entonces eran principalmente de dos clases de camión: los denominados con las letras H y HS seguidas de un número que indica el peso bruto del camión. El modelo de carga viva tipo H se subdividió en tres clases: H-20, H-15 y H-10, las cargas H-15 y H-10 constituyen respectivamente el 75% y 50% de la carga viva H-20. El modelo HS se subdividió en dos clases: HS-20 y HS-15, la carga HS-15 constituye el 75% de la carga HS-20 (Hernández Quinto, 2010).

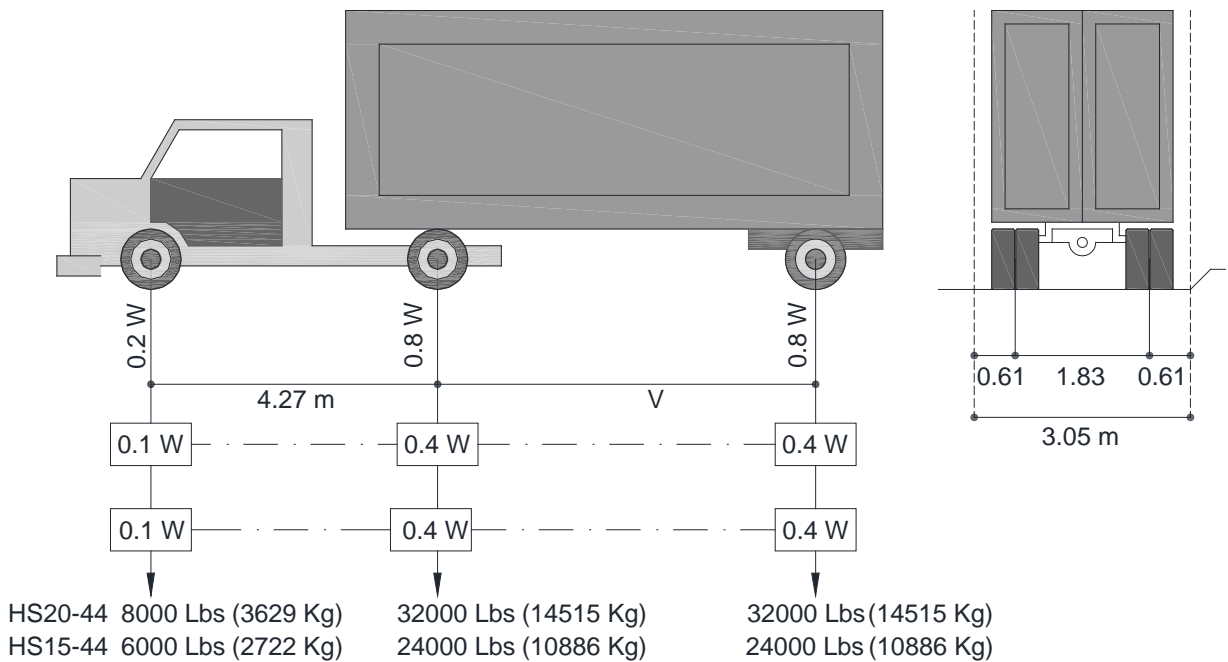
Las cargas tipo H-15 consisten en un camión de dos ejes; el número que sigue a la H indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas de 2000 libras. Los camiones HS son vehículos tipo tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo, el número que sigue a las letras HS es el peso del tractor en toneladas norteamericanas, el peso del semirremolque es el 80% del peso del tractor; en este caso la separación entre el eje posterior del tractor y el semirremolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable en el diseño de las estructuras. **Ver las figuras No. 26 y 27.**

El modelo de carga viva HS-20, fue el modelo de carga viva adoptado en México durante muchos años para el diseño de puentes vehiculares, y actualmente sigue siendo utilizado por muchos diseñadores de puentes.



H20-44	8000 Lbs (3629 Kg)	32000 Lbs (14515 Kg)
H15-44	6000 Lbs (2722 Kg)	24000 Lbs (10886 Kg)
H10-44	4000 Lbs (1814 Kg)	16000 Lbs (7257 Kg)

Figura No. 26 – Modelos de carga viva AASHTO Tipo H



HS20-44	8000 Lbs (3629 Kg)	32000 Lbs (14515 Kg)	32000 Lbs (14515 Kg)
HS15-44	6000 Lbs (2722 Kg)	24000 Lbs (10886 Kg)	24000 Lbs (10886 Kg)

V= ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 4.27 A 9.14 m. EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MAXIMOS

Figura No. 27 – Modelos de carga viva AASHTO Tipo HS

En el año 1994, las normas AASHTO publicaron una nueva edición basada en el formato LRFD, en el cual se propone un nuevo modelo de carga viva así como nuevos factores de carga y resistencia. Sin embargo, esta carga no ha sido calibrada para adaptarse a las condiciones de cargas en México, por lo que se corre el riesgo de diseñar con cargas menores a las que en realidad circulan en los puentes.

Se ha demostrado mediante distintos estudios, que los modelos de cargas vivas vehiculares propuestos en las especificaciones AASHTO, que usualmente se han empleado en México para el diseño estructural de puentes, establecen cargas inferiores a las que transportan los grandes vehículos articulados que circulan por las vías principales de la red carretera nacional y, consecuentemente subestiman los valores de los elementos mecánicos de diseño, por lo que se sugirió no seguir utilizando los modelos de cargas vivas de la Norma AASHTO.

Derivado de lo mencionado en el párrafo anterior, se estableció la necesidad de formular modelos de cargas vivas que representaran adecuadamente los pesos de los vehículos que circulan por las carreteras nacionales de manera que se logre un nivel de seguridad adecuado en el diseño de las estructuras de puentes.

Para subsanar este problema, en el año 1980, el Instituto Mexicano del Transporte realizó aforos vehiculares en las principales carreteras nacionales con el fin de identificar los tipos de vehículos que circulaban por las vías principales, encontrando que un gran porcentaje de los camiones rebasaba por mucho las cargas permisibles especificadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Derivado de este aforo, se propusieron las cargas móviles de diseño denominadas T3-S3 y T3-S2-R4 para el diseño de puentes vehiculares, con el fin de que el análisis y diseño de los puentes estuviera más acorde con las cargas que realmente circulaban por las carreteras y a las que estaban sujetas las estructuras de los puentes. **Ver las figuras No. 28 y 29.**

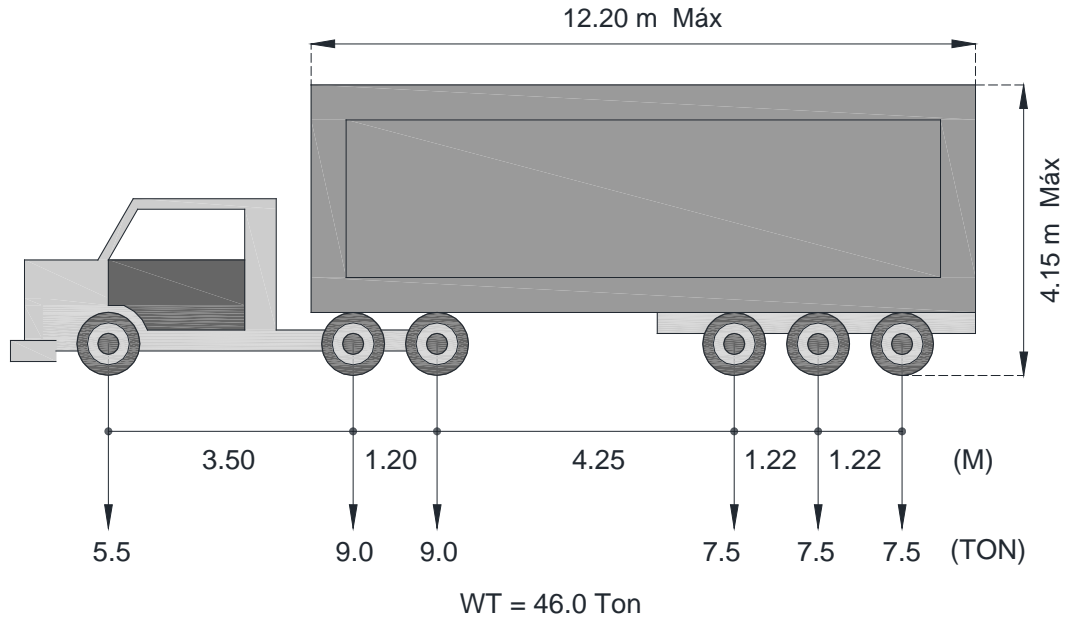


Figura No. 28 – Modelo de carga viva T3-S3

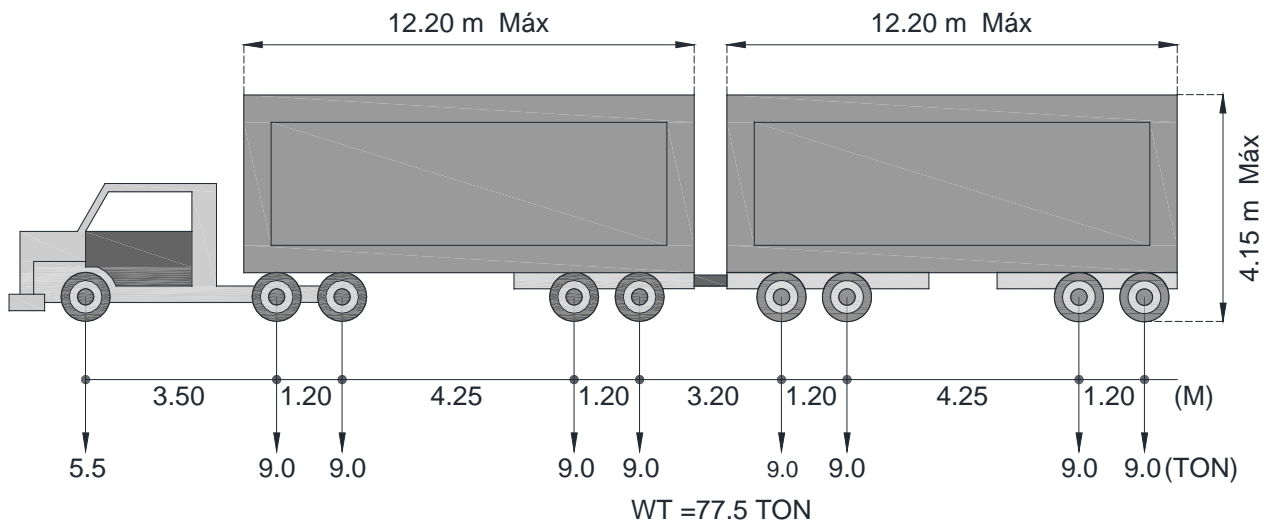


Figura No. 29 – Modelo de carga viva T3-S2-R4

En la actualidad las cargas han aumentado de forma extraordinaria y aunado a que no existe un control del peso de los vehículos que circulan en las carreteras y puentes nacionales, estas cargas rebasan los pesos máximos reglamentarios. Por esta razón, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través del Instituto Mexicano del Transporte ha propuesto dos modelos virtuales de carga viva para fines de análisis estructural; estos no representan a algún vehículo real. Los modelos son: el modelo IMT66.5 y IMT20.5 y son los primeros desarrollados en México para el diseño de puentes y sustituyen a los modelos T3-S3, T3-S2-R4 y a los modelos propuestos por las especificaciones AASHTO. Dichos modelos reflejan adecuadamente las condiciones reales de los pesos y dimensiones de los grandes vehículos de carga que circulan por las carreteras nacionales, por lo que garantizan un alto grado de confiabilidad en la seguridad estructural de los puentes ante este tipo de cargas.

4.4 Descripción de las cargas vivas propuestas por Instituto Mexicano del Transporte para el análisis longitudinal de estructuras de puentes en México

El modelo de carga viva IMT66.5 que se utiliza para el análisis longitudinal de puentes está compuesta de una serie de cargas concentradas y una carga uniformemente distribuida. Los valores de las cargas concentradas y de la carga distribuida dependen de la longitud del claro del puente a analizar. Este modelo se aplica a estructuras que se proyecten en carreteras tipo ET, A, B y C, según la clasificación establecida en el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal. (N-PRY-CAR-6-01-003/01 Proyecto de Puentes y Estructuras). **Ver las figuras 30 y 31.**

Los valores de las cargas concentradas y de la carga distribuida para la carga viva IMT66.5, son los siguientes:

Cargas concentradas

Para $L \geq 30$ m Está compuesta de tres cargas concentradas; $P1 = 5.0$ Ton, $P2 = 24.0$ Ton y $P3 = 37.5$ Ton

Para $L < 30$ m Está compuesta de seis cargas concentradas; $P1 = 5.0$ Ton, la carga $P2$ se divide en dos cargas iguales de 12.0 Ton y la carga $P3$ en tres cargas iguales de 12.5 Ton, en ambos casos espaciadas a 1.20 m

Carga distribuida

Para $L \geq 90$ m La carga distribuida $w=1.0$ Ton/m

Para $30 \leq L < 90$ m La carga distribuida es igual a $w= (L-30)/60$

Para $L < 30$ m La carga distribuida es igual a $w=0$

El segundo modelo es el IMT20.5 que se aplica a estructuras que se proyecten en carreteras tipo D o caminos secundarios, no se describe.

4.5 Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis transversal de puentes

Para el análisis transversal o tridimensional de la superestructura, la carga uniformemente distribuida se distribuye en un ancho de 3.0 m. Para vigas de claros continuos se aplica únicamente en aquellos claros en que produce efectos desfavorables en el elemento que se calcule.

Los modelos para análisis transversal, son los mismos que se indican en el inciso 4.4, solamente se dividen en dos ejes, con cargas concentradas cuyas magnitudes y distribuciones en planta se muestran en la **figura 32**. Estas cargas se pueden considerar concentradas en los centros de las áreas sombreadas o repartidas en esas áreas.

4.6 Ubicación de las cargas vivas vehiculares en los carriles de circulación

Para el análisis longitudinal y transversal se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones en relación a la posición de las cargas vivas. (N-PRY-CAR-6-01-003/01).

El número de carriles a considerar en el diseño de las estructuras de puentes, se determina dividiendo el ancho de calzada entre 3.50 m, redondeando el resultado a la unidad inferior.

Las cargas móviles concentradas y uniformemente distribuidas se colocan dentro del carril, en la posición más desfavorable para producir solicitaciones máximas en el elemento que se esté diseñando. No se toma en cuenta la posibilidad de que invadan los carriles adyacentes al que les corresponde.

Se considera que el eje de las ruedas derechas de los vehículos, se acerca a la cara de la guarnición o al límite del carril correspondiente, treinta centímetros como mínimo para el diseño de los voladizos de la losa de calzada o sesenta centímetros como mínimo para el diseño de otros elementos de la superestructura.

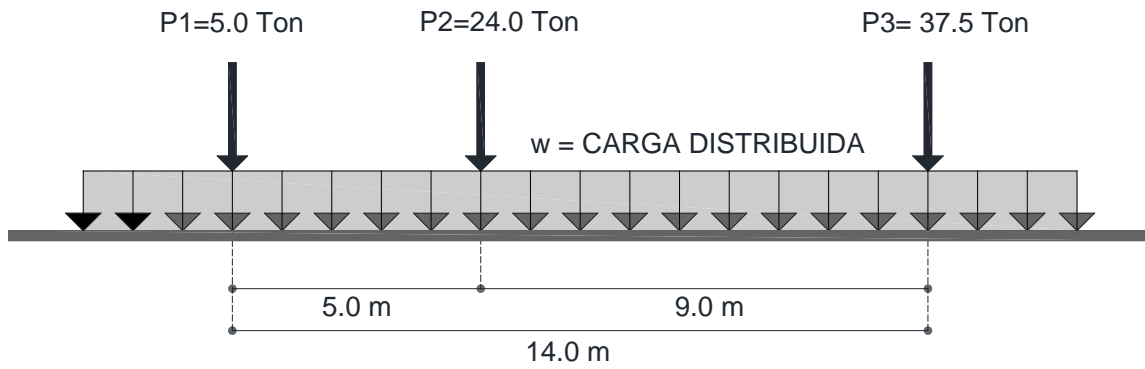


Figura No. 30 – Modelo de carga viva IMT66.5 para claros mayores de 30 m

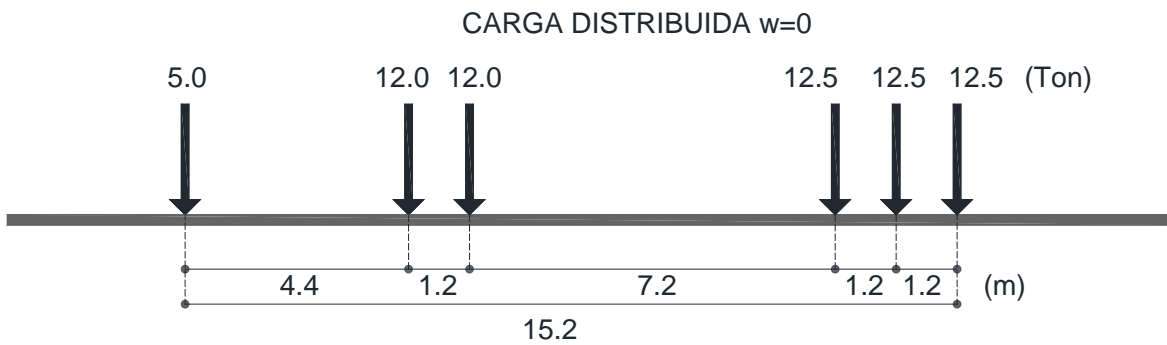


Figura No. 31 – Modelo de carga viva IMT66.5 para claros menores de 30 m



Figura No. 32 – Modelo de carga viva IMT66.5 para análisis transversal

4.7 Factor de impacto

Las cargas vivas vehiculares se multiplican por un factor de incremento dinámico o factor de impacto, el cual toma en cuenta la interacción dinámica entre la estructura y el vehículo. Se recomienda emplear los siguientes porcentajes:

- 75% para elementos que integren una junta de dilatación en la calzada
- 40% cuando el elemento mecánico es producido por un solo eje (desglosado) del Modelo IMT 66.5 o IMT 20.5.
- 30% si el elemento mecánico es producido por dos o tres ejes desglosados del modelo IMT66.5 o IMT20.5.
- 25% si el elemento mecánico es producido por más de tres ejes (desglosados) del Modelo IMT 66.5.

4.8 Factor de presencia múltiple

Las cargas vivas vehiculares, deben ser afectadas por el Factor de Presencia Múltiple, el cual toma en cuenta la baja probabilidad de que sobre la estructura interactúen al mismo tiempo más de un vehículo de diseño. La tabla siguiente presenta los valores recomendados para el factor de presencia múltiple de acuerdo al número de carriles que se alojen en la superestructura.

NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE REDUCCION POR PRESENCIA MULTIPLE
1	1.0
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 O MAS	0.55

4.9 Factor de reparto transversal

En los puentes cuya superestructura está formada de varias traves, interesa conocer que porción de la carga viva tomará cada una de ellas cuando la carga se encuentra fuera del centro geométrico de la sección transversal. Existen varios procedimientos para realizar el reparto transversal de la carga viva, uno de los más ampliamente usados y que ha dado resultados satisfactorios, es el denominado “Método de Courbon”, que también es conocido como Método de reparto rígido.

El Método de Courbon es un procedimiento que nos permite determinar la manera en que se distribuye la carga viva en el sentido transversal del puente, es decir nos permitirá conocer el porcentaje de la carga viva que soporta cada trabe de la superestructura.

El Método de Courbon se fundamenta en dos hipótesis: 1) idealiza al sistema losa-trabe como un conjunto discreto de traves cercanas unidas rígidamente, de este concepto se origina la primera limitante del método, es aplicable únicamente a superestructuras con más de dos traves, siendo mayor su exactitud a medida que el número de traves aumenta, y 2) considera a la superestructura como infinitamente rígida, de esta hipótesis se desprende la segunda limitante del método, solo es aplicable si las traves están unidas entre sí de manera que su comportamiento se asemeje al de un cuerpo rígido. Se acepta que esta condición se cumple cuando las traves han sido coladas monolíticamente con la losa, o bien, cuando se encuentran a separaciones muy pequeñas entre ellas. Cuando no se cumplan estas condiciones se deberán emplear métodos de análisis más refinados para el reparto transversal, como la teoría de placas o el método de elementos finitos.

Este método de Courbon o de reparto rígido, constituye un caso extremo de distribución transversal de las cargas entre las vigas. La rigidez transversal puede variar entre dos valores límites: a) Rigidez nula. Si las vigas se colocan una a un lado de las otras sin ningún tipo de conexión entre ellas, la carga actuante sobre una viga es resistida únicamente por ésta, sin la colaboración de las vecinas. Ver la **figura No. 33**. b) Rigidez infinita. En el caso de existencia de vigas transversales muy cercanas entre sí, o en general, si la sección se puede considerar transversalmente rígida, existe un trabajo de conjunto y su deformada transversal bajo la acción de una carga permanece siempre recta, sin curvaturas de ningún tipo. Ver la **figura No. 34**.

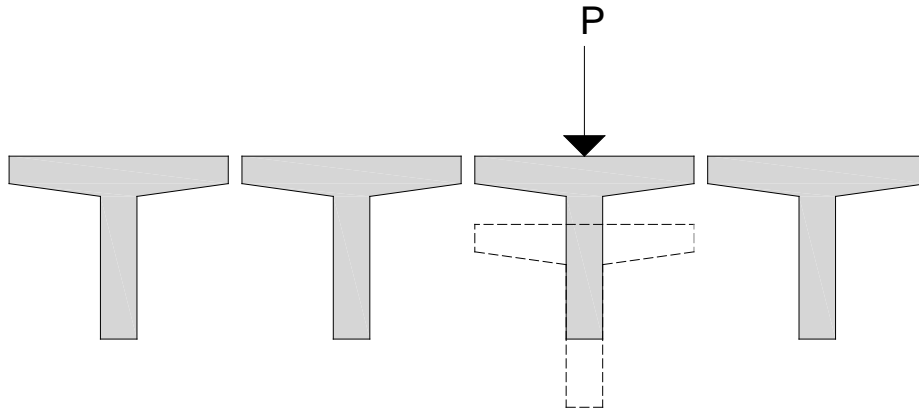


Figura No. 33 – Rigidez transversal nula

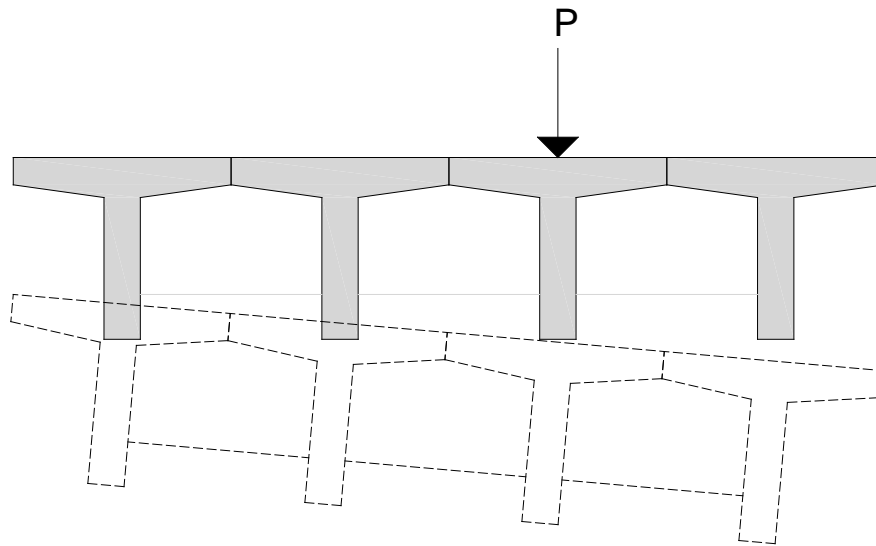
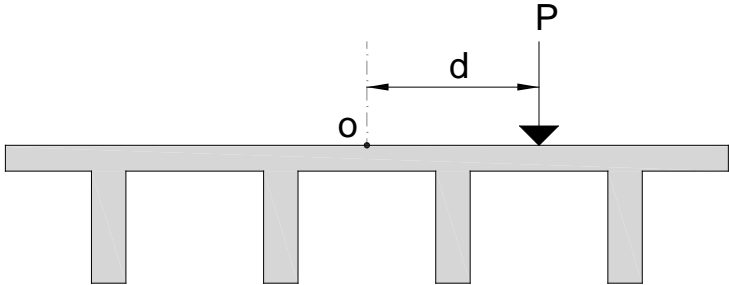
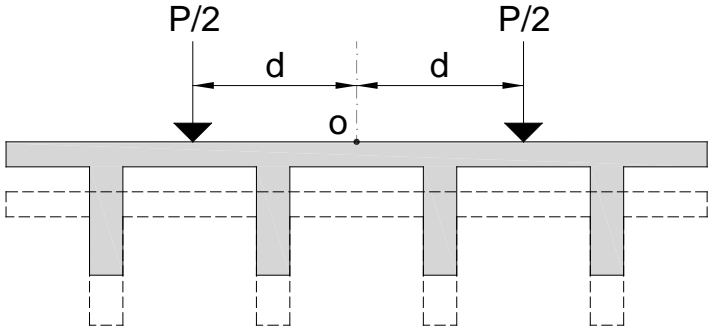


Figura No. 34 – Rigidez transversal infinita

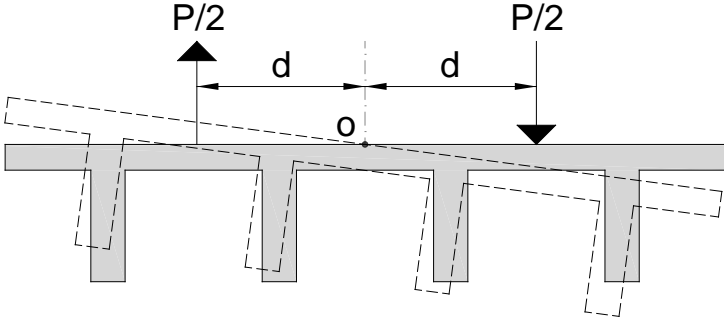
Para determinar los coeficientes de reparto transversal en cada trabe, la carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica, se analiza su efecto en forma independiente y posteriormente se suman estos efectos para obtener el resultado final. **Ver la figura No. 35.**



a) Caso general



b) Caso simétrico



c) Caso antisimétrico

Figura No. 35 – Descomposición de la carga excéntrica

La primera parte de la carga (carga simétrica) se reparte proporcionalmente a las inercias de las vigas, ya que se supone el puente recto y el claro de todas ellas iguales, con lo que se tiene la misma flecha. Entonces, se tiene que la carga P'_n que actúa sobre la viga “ n ” es:

$$P'_n = P \frac{I_n}{\Sigma I_n} \quad \text{Ecuación 1}$$

I_n es la inercia de la viga n -sima.

En el caso antisimétrico, solo existe un giro del tablero, sin descenso del punto central, por lo tanto, la flecha es proporcional a la distancia “ x_n ” de la viga al punto central O, y, a su vez, la carga que soporta cada viga es proporcional a la flecha y a la inercia de la viga. Se puede escribir para la carga en la viga n :

$$P''_n = k x_n I_n \quad \text{Ecuación 2}$$

Para determinar la constante de proporcionalidad k , se toma la suma de momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes sobre el tablero y se tiene:

$$Pd = \Sigma P''_n x_n = k \Sigma x_n^2 I_n \quad \text{Ecuación 3}$$

De tal modo que despejando k , se tiene:

$$k = \frac{Pd}{\Sigma x_n^2 I_n} \quad \text{Ecuación 4}$$

Por lo tanto, la carga sobre la viga n -sima es:

$$P''_n = Pd \frac{x_n I_n}{\Sigma x_n^2 I_n} \quad \text{Ecuación 5}$$

Finalmente, la carga total que soporta cada viga es:

$$P_n = P'_n + P''_n = P \frac{I_n}{\Sigma I_n} + Pd \frac{x_n I_n}{\Sigma x_n^2 I_n} = P \frac{I_n}{\Sigma I_n} \left[1 + d \frac{x_n \Sigma I_n}{\Sigma x_n^2 I_n} \right] \quad \text{Ecuación 6}$$

Por consiguiente, los coeficientes de reparto transversal de las cargas, es decir, la fracción de la carga que soporta cada viga, tienen como valor:

$$\frac{I_n}{\Sigma I_n} \left[1 + d \frac{x_n \Sigma I_n}{\Sigma x_n^2 I_n} \right] \quad \text{Ecuación 7}$$

Si todas las vigas son iguales, y su número es N, el coeficiente de reparto para la viga “n” es:

$$\frac{1}{N} \left[1 + d \frac{x_n N}{\sum x_n^2} \right] \quad \text{Ecuación 8}$$

En estas expresiones la distancia x_n tiene un signo, positivo si la viga esta del mismo lado que la carga respecto al centro del tablero y, negativo, en caso contrario.

4.10 Métodos para el cálculo de deflexiones y rotaciones

Las deformaciones en las estructuras son causadas por las acciones externas, que originan fuerzas internas en los componentes de la estructura, como momentos flexionantes, fuerzas axiales y por fuerzas cortantes. En vigas los valores máximos de las deformaciones son causadas por momentos flexionantes, mientras que en armaduras los valores máximos son causados por fuerzas axiales. Las deflexiones por fuerza cortante son pequeñas en vigas y normalmente no se toma en cuenta su contribución, sin embargo, esta es importante cuando aumenta la relación peralte/claro de la viga. (Jack C. McCormac, 2007).

Existen varios métodos para el cálculo de deflexiones y de rotaciones en elementos estructurales, entre los más conocidos se encuentran los siguientes:

- 1) Teoremas del área del diagrama de momentos
- 2) Trabajo virtual
- 3) Segundo teorema de Castigliano

Para la solución del ejemplo que se presenta más adelante, el cálculo de las rotaciones se realiza mediante el teorema del área del diagrama de momentos, por lo que dicho método se describe a continuación. Cabe mencionar que el cálculo de la rotación obtenido en el ejemplo, además se verifico mediante el análisis de la estructura con un programa comercial.

Teorema del área del diagrama de momentos

Cuando un elemento se somete a la acción de cargas, su eje neutro cambia de forma de acuerdo con las posiciones y las magnitudes de las cargas. La forma que adquiere el eje neutro se llama curva elástica. El teorema del área del diagrama de momentos se basa en la forma de la curva elástica del elemento cuando se somete a cargas y en la relación entre el momento flexionante y la tasa de cambio de la pendiente en un punto de la curva.

En elementos simplemente apoyados, los momentos flexionantes ocasionados por las cargas externas son positivos y producen acortamientos en las fibras superiores de la viga, así como alargamientos en las inferiores. Los cambios en las longitudes de las fibras ocasionan el cambio en la pendiente.

La ecuación que representa el cambio en la pendiente de la curva elástica entre los dos extremos de un segmento que tiene una longitud “dx” es la siguiente:

$$d\theta = \frac{M dx}{E I}$$

El cambio total en la pendiente de un punto A en la viga a otro punto B puede expresarse como la integral de dθ sobre la longitud AB

$$\theta_{AB} = \int_A^B \frac{M dx}{E I}$$

Esta ecuación representa el área del diagrama M/EI entre los puntos A y B. El diagrama M/EI es simplemente el diagrama de momento flexionante dividido por EI.

Así que, el primer teorema del área del diagrama de momento flexionante puede expresarse como: **El cambio de pendiente entre las tangentes en dos puntos de la curva elástica es igual al área del diagrama de M/EI entre los dos puntos.**

Para determinar la deflexión total desde la tangente en un punto A hasta la tangente en otro punto B sobre la viga, puede integrarse la ecuación sobre la distancia AB.

$$\delta_{AB} = \int_A^B \frac{M x dx}{E I}$$

El segundo teorema: **La deflexión de una tangente a la curva elástica de una viga en un punto con respecto a una tangente en otro punto es igual al momento del diagrama M/EI entre los dos puntos respecto al punto donde se busca la deflexión.**

4.11 Ejemplo de diseño de la losa de conexión de un puente, aplicando el método indicado en el inciso 4.2

Diseñar la losa de conexión para un puente de tres claros iguales de 25.0 m cada uno, los cuales se encuentran simplemente apoyados. La distancia centro a centro de apoyos de las vigas es de 24.50 m. El ancho del puente aloja dos carriles de circulación de 3.75 m y banquetas de 1.40 m de ancho, resultando un ancho total del puente de 10.30 m. La junta de dilatación entre las vigas es de 5.0 cm. La superestructura está resuelta a base de seis traveses presforzadas AASHTO Tipo IV y una cubierta de concreto reforzado de 20 cm de espesor. Ver el corte transversal y longitudinal del puente en las **figuras No. 36, 37 y 38**.

La resistencia a la compresión del concreto es de 350 Kg/cm² para las traveses y 250 Kg/cm² para la losa de cubierta. Para el análisis del puente se aplicara la carga viva IMT66.5.

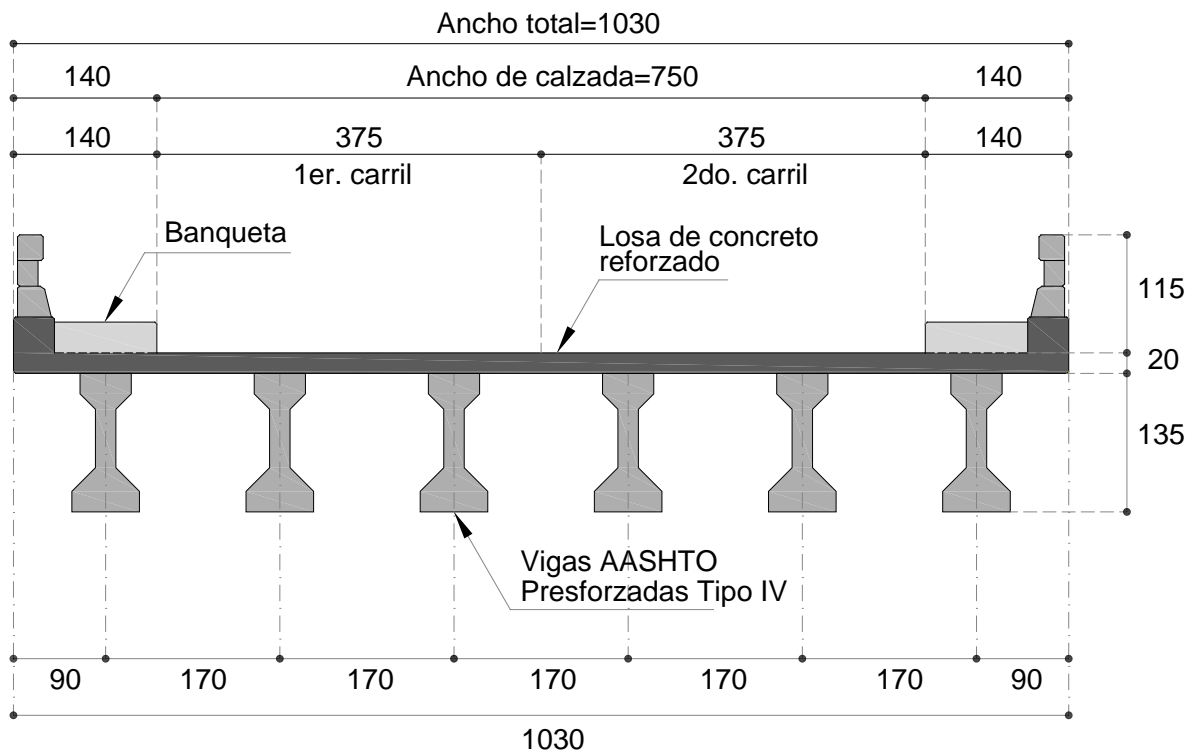


Figura No. 36 – Corte transversal del Puente.

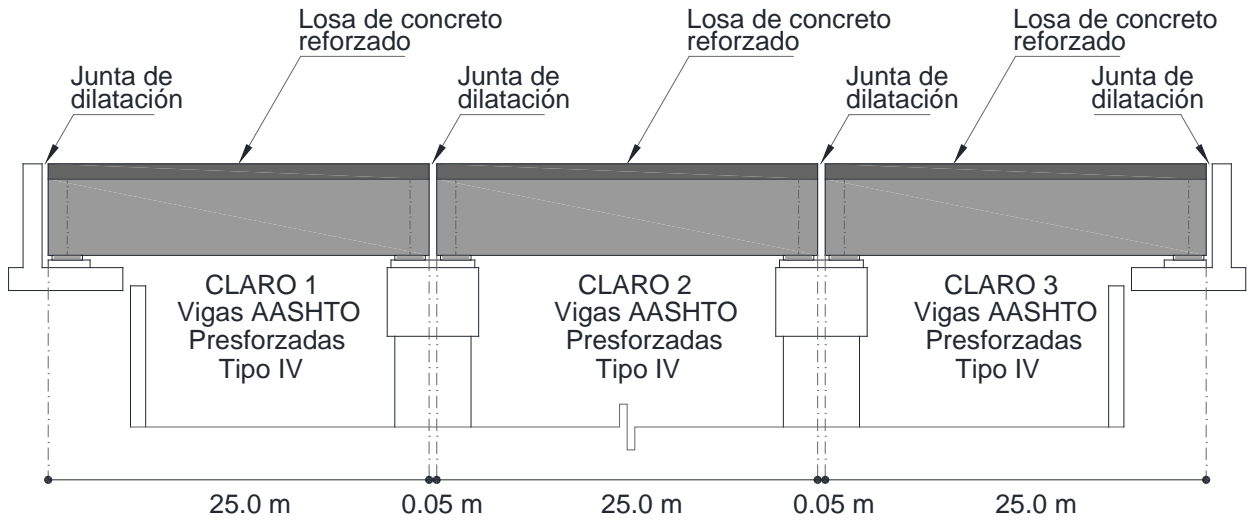


Figura No. 37 – Corte longitudinal del Puente con juntas de dilatación.

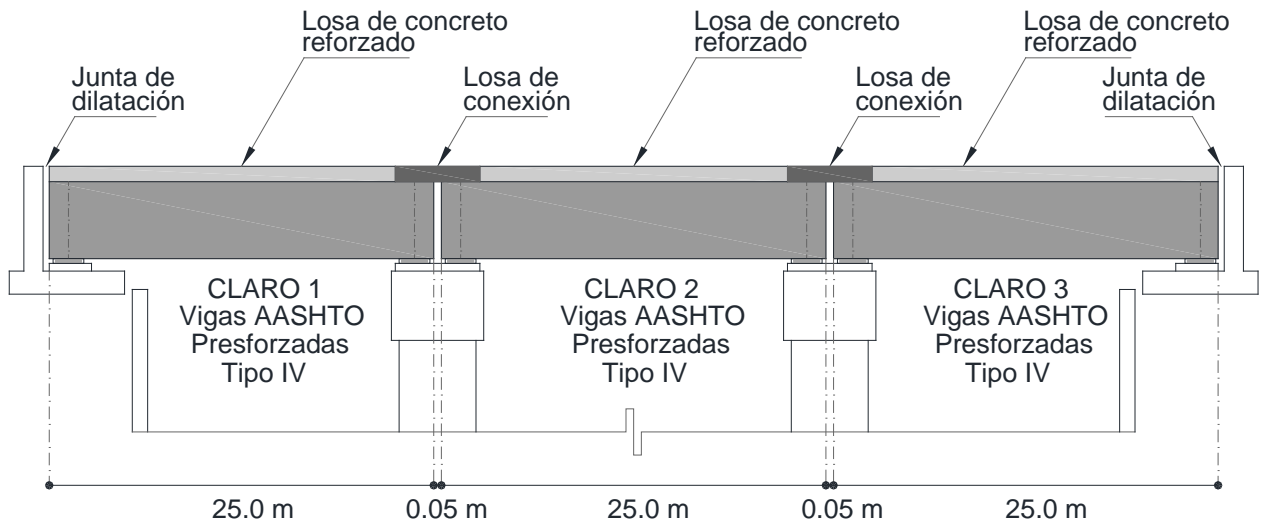


Figura No. 38 – Corte longitudinal del Puente con losas de conexión.

Solución

4.11.1 Cálculo de la longitud de la losa de conexión

La losa de conexión se desliga un 5% de la longitud del claro en cada extremo de las vigas, por lo que la longitud de losa de conexión resulta:

$$\text{Claro} = 25.00 \text{ m} = 2500 \text{ cm}$$

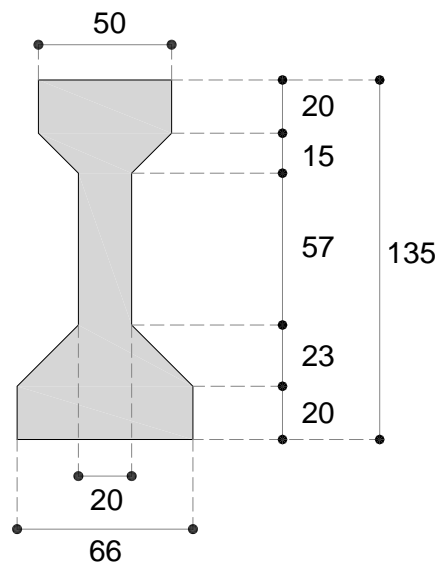
$$L = 2 \times 0.05 \times 2500 + 5 = 255 \text{ cm}$$

4.11.2 Cálculo del ancho efectivo de la losa que trabaja en compresión

La Norma para diseño de estructuras de concreto presforzado de la SCT (N.PRY.CAR.6.03.002), establece que para superestructuras formadas de secciones presforzadas con una losa colada en el lugar, el ancho efectivo de la losa que se considera actuando integralmente con la viga presforzada, debe ser la distancia centro a centro entre almas de vigas. Por lo tanto, $b = 170 \text{ cm}$.

4.11.3 Cálculo de las propiedades de la sección de la trabe

4.11.3.1 Sección simple



Acotaciones en cm.

Figura No. 39 – Dimensiones de la trabe I tipo IV

Cálculo del centroide de la sección simple

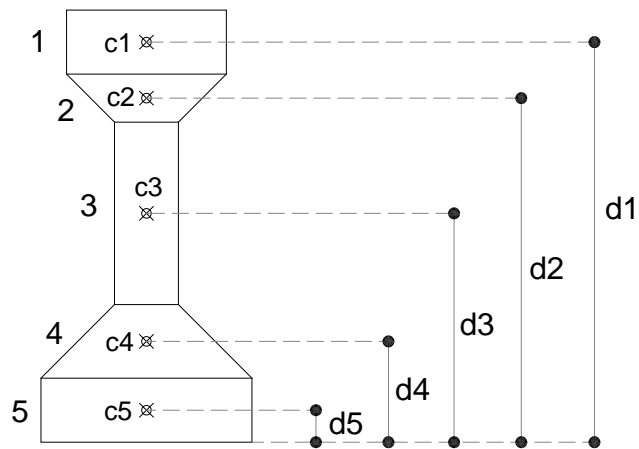


Figura No. 40 – Secciones para el cálculo del centroide

SECCION	A (cm ²)	c (cm)	d (cm)	A*d (cm ³)
1	1000	10.00	125.00	125000.00
2	525	8.57	108.57	56999.25
3	1140	28.50	71.50	81510.00
4	989	9.45	29.45	29126.05
5	1320	10.00	10.00	13200.00
SUMA	4974			305835.30

$$Y_{i_{ss}} = \frac{\Sigma A * d}{\Sigma A} = \frac{305835.30}{4974.00} = 61.49 \text{ cm}$$

$$Y_{s_{ss}} = 135 - Y_{i_{ss}} = 135 - 61.49 = 73.51 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección simple

SECCION	A (cm ²)	d ² (cm ²)	Io (cm ⁴)	I (cm ⁴)
1	1000	4033.52	33333.33	4067251.65
2	525	2216.53	9241.07	1173143.04
3	1140	100.00	308655.00	422954.67
4	989	1026.00	39440.57	1054535.89
5	1320	2650.00	44000.00	3543184.40
SUMA:				10261069.60

$$I_{ss} = 10,261,069.60 \text{ cm}^4$$

4.11.3.2 Sección compuesta

Propiedades del concreto

Losa de cubierta

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec_{losa} = 14000\sqrt{250} = 221360 \text{ Kg/cm}^2$$

Trabe presforzada

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec_{trabe} = 14000\sqrt{350} = 261916 \text{ Kg/cm}^2$$

Relación modular

$$n = \frac{Ec_{losa}}{Ec_{trabe}} = \frac{221360}{261916} = 0.845$$

b = 170 cm ; ancho del patín que se considera trabajando a compresión

$$b' = n * b = 0.845 * 170$$

b' = 143.65 cm ; ancho del patín transformado

Cálculo del centroide de la sección compuesta

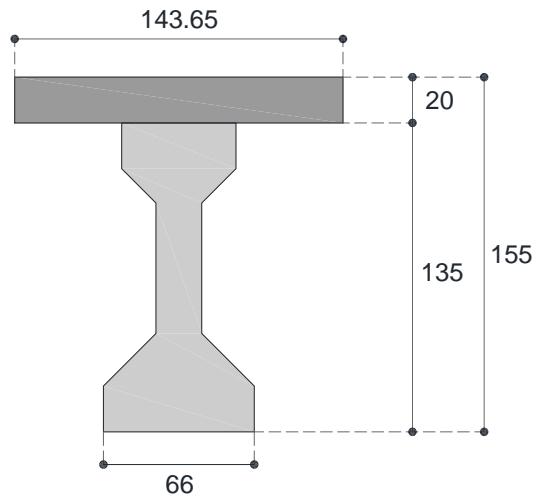


Figura No. 41 – Sección transformada

ELEMENTO	A (cm ²)	d (cm)	A*d (cm ³)
LOSA	2873	145	416585.00
TRABE	4974	61.49	305851.26
SUMA	7847		722436.26

$$Y_{i_{sc}} = \frac{\Sigma A * d}{\Sigma A} = \frac{722436.26}{7847.00} = 92.07 \text{ cm}$$

$$Y_{sc} = 135 - 92.07 = 42.93 \text{ cm}$$

$$Y'_{sc} = 155 - 92.07 = 62.93 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección compuesta

ELEMENTO	Io (cm ⁴)	A (cm ²)	d ² (cm ²)	I (cm ⁴)
LOSA	95766.67	2873.00	2801.58	8144706.01
TRABE	10261069.60	4974.00	935.14	14912455.96
				23057161.97

$$I_{sc} = 23057161.97 \text{ cm}^4$$

4.11.4 Cálculo del factor de reparto transversal

Para el cálculo del factor de reparto transversal se emplea el método de Courbon, y las cargas se posicionan en la cubierta del puente como se recomienda en las Normas para proyecto de puentes de la SCT, esta posición se indica en la **figura No 42**. La carga viva 1, produce una excentricidad de 2.25 m respecto al centro de línea del puente y la carga viva 2 produce una excentricidad de 1.50 m.

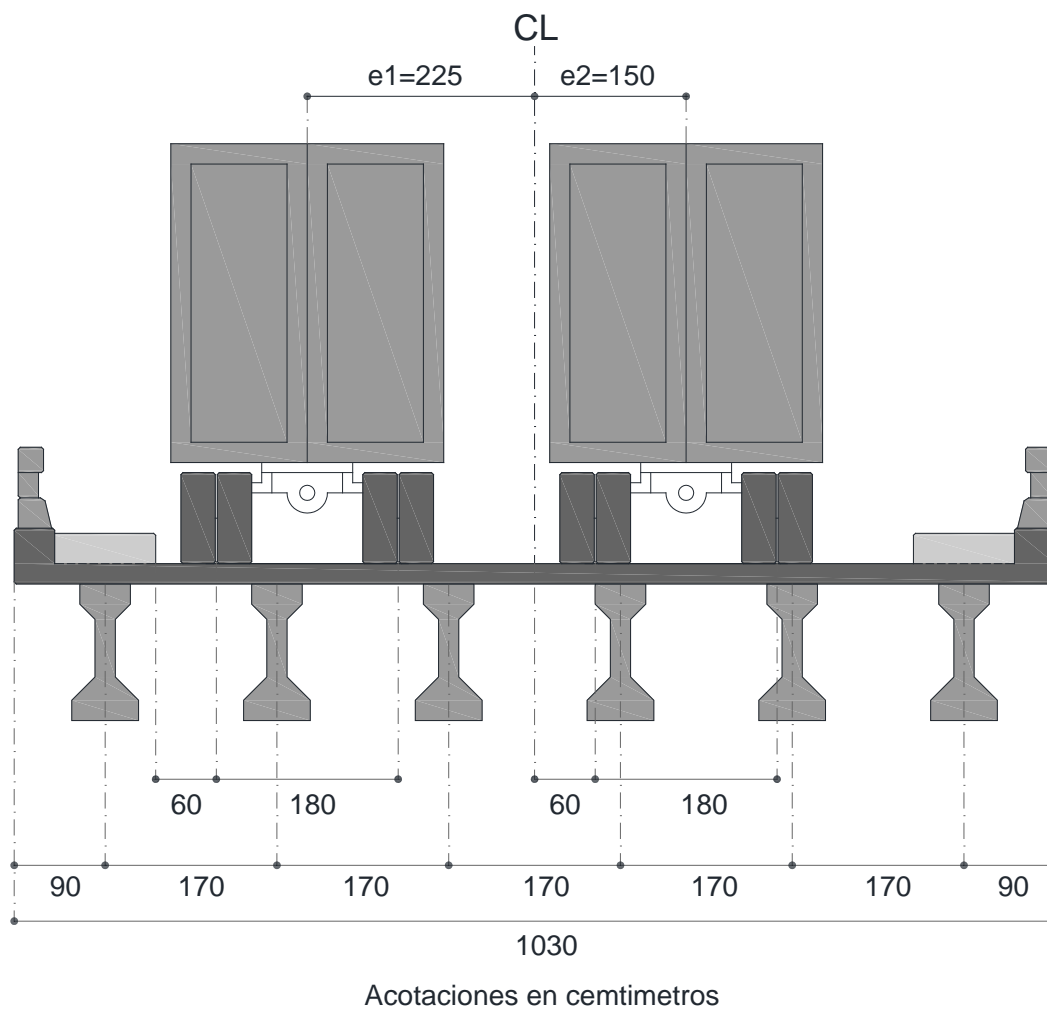


Figura No. 42 – Posición de las cargas vivas para análisis transversal

Para obtener el factor de reparto transversal con el Método de Courbon se requieren los siguientes datos:

B = 10.30 m	Ancho total del puente
Bc = 7.50 m	Ancho de calzada
Bb = 1.40 m	Ancho de banqueteta
Ac = 3.75 m	Ancho de carriles
Se = 1.70 m	Separación a ejes de traves
N = 6	Número de traves
De = 1.80 m	Separación transversal entre ejes de ruedas
Dr = 0.60 m	Distancia del eje de ruedas a la cara interna de la banqueteta
NC = 2	Número de carriles
E1 = 2.25 m	Excentricidad de la carga viva 1
E2 = 1.50 m	Excentricidad de la carga viva 2

Aplicando la fórmula:

$$\frac{1}{N} \left[1 + d \frac{x_n N}{\sum x_n^2} \right]$$

N	x _i	x _i ²	e1	FC1	e2	FC2	FC
1	4.25	18.063	2.25	0.356	-1.50	0.041	0.40
2	2.55	6.503	2.25	0.280	-1.50	0.091	0.37
3	0.85	0.723	2.25	0.204	-1.50	0.141	0.35
4	-0.85	0.723	2.25	0.129	-1.50	0.192	0.32
5	-2.55	6.503	2.25	0.053	-1.50	0.242	0.30
6	-4.25	18.063	2.25	-0.022	-1.50	0.293	0.27
		50.575		1.000		1.000	

Por lo tanto, el factor de reparto transversal **FRT= 0.40**.

4.11.5 Cálculo del factor de impacto

De acuerdo con el inciso 4.7 se utiliza un **factor de impacto de 1.3**.

4.11.6 Cálculo del factor de reducción por número de carriles

En el puente se tienen dos carriles de circulación, por lo tanto, de acuerdo con el inciso 4.8, se utiliza un **factor de reducción por número de carriles de 0.90**.

4.11.7 Cálculo de la rotación en el extremo de la viga

Para el cálculo de las rotaciones en las vigas se aplica el modelo de carga viva IMT66.5 que especifican las Normas de proyecto de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México.

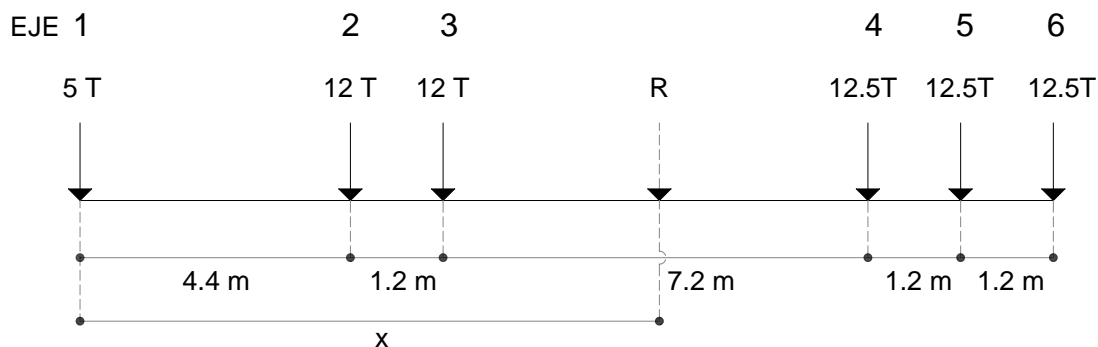


Figura No. 43 – Carga viva IMT66.5 para claros menores o iguales de 30 m

Cálculo de la posición de la resultante de cargas del camión IMT66.5

EJE	P (Ton)	d (m)	d _{acum} (m)	M (Ton.m)
1	5.00	0.00	0.00	0.00
2	12.00	4.40	4.40	52.80
3	12.00	1.20	5.60	67.20
4	12.50	7.20	12.80	160.00
5	12.50	1.20	14.00	175.00
6	12.50	1.20	15.20	190.00
SUMA	66.50			645.00

$$x = \frac{645.00}{66.50} = 9.70m$$

De acuerdo con la teoría de líneas de influencia, el momento máximo maximorun se consigue cuando el centro de línea de la viga se encuentra en medio entre la resultante del sistema y la carga concentrada más próxima.

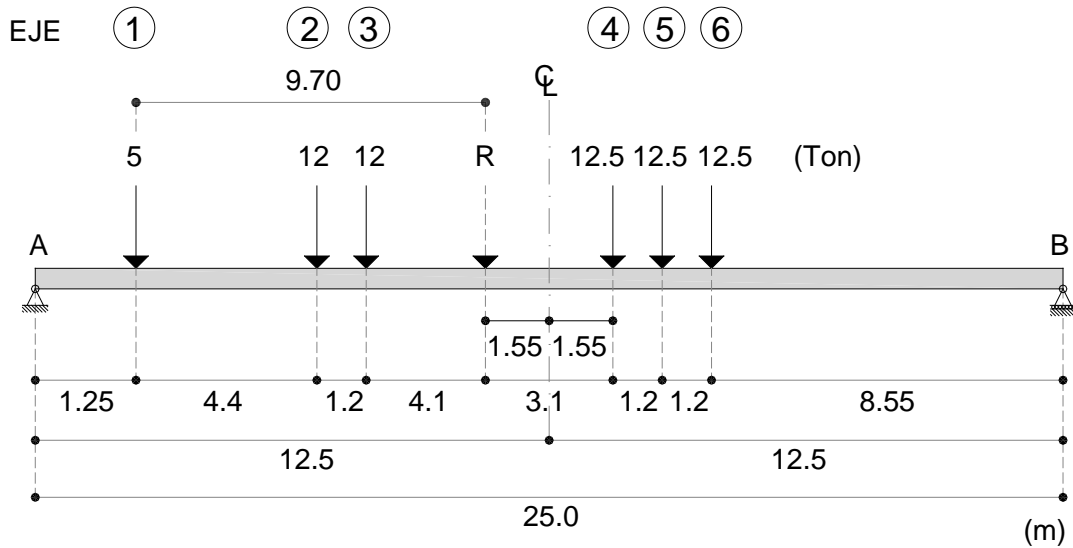


Figura No. 44 – Posición de la carga viva que produce el momento máximo.

Aplicando el factor de reparto transversal para considerar solo la porción de la carga viva que soporta cada trabe, aplicando el factor de impacto para considerar la interacción entre la estructura y el vehículo de diseño y aplicando el factor de reducción por número de carriles, se obtienen las siguientes cargas de ejes.

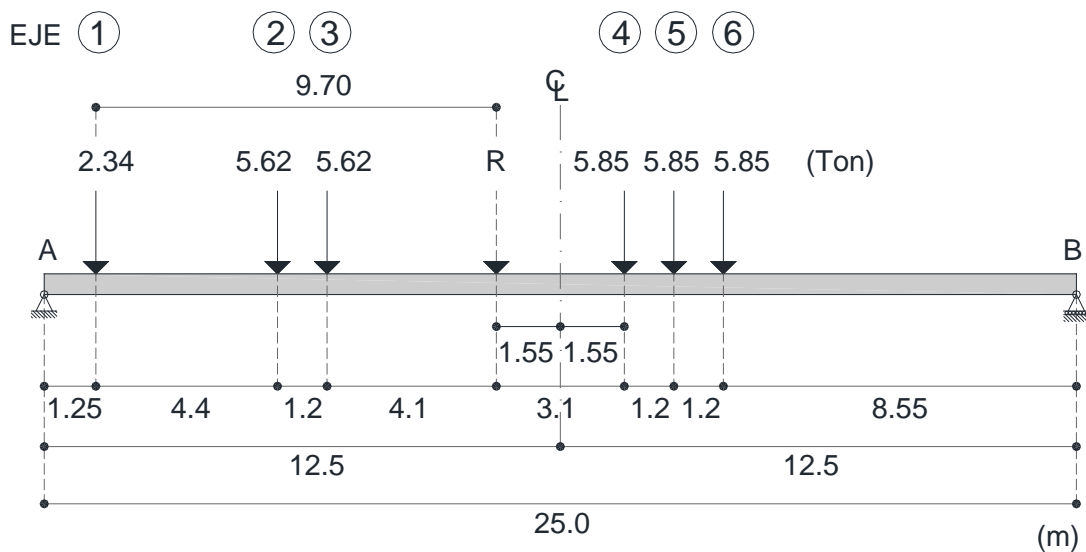


Figura No. 45 – Cargas de ejes afectadas por FI, FRT y FRC.

Cálculo de reacciones para la posición de momento máximo, con las cargas de ejes reducidas.

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A \times 25 - 2.34 \times 23.75 - 5.62 \times 19.35 - 5.62 \times 18.15 - 5.85 \times 10.95 - 5.85 \times 9.75 - 5.85 \times 8.55 = 0$$

$$R_A \times 25 - 437.438 = 0$$

$$R_A = 437.438/25 = 17.498 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_B = R - R_A \quad ; \quad R = 31.13 \text{ ton}$$

$$R_B = 31.13 - 17.498$$

$$R_B = 13.632 \text{ Ton}$$

Cálculo de valores para el trazo del diagrama de momentos.

$$M_A = 0$$

$$M_1 = 17.498 \times 1.25 = 21.873 \text{ Ton.m}$$

$$M_2 = 17.498 \times 5.65 - 2.34 \times 4.40 = 88.568 \text{ Ton.m}$$

$$M_3 = 17.498 \times 6.85 - 2.34 \times 5.60 - 5.62 \times 1.20 = 100.013 \text{ Ton.m}$$

$$M_{CL} = 17.498 \times 12.5 - 2.34 \times 11.25 - 5.62 \times 6.85 - 5.62 \times 5.65 = 122.150 \text{ Ton.m}$$

$$M_4 = 17.498 \times 14.05 - 2.34 \times 12.8 - 5.62 \times 8.40 - 5.62 \times 7.20 = 128.223 \text{ Ton.m}$$

$$M_5 = 17.498 \times 15.25 - 2.34 \times 14.0 - 5.62 \times 9.60 - 5.62 \times 8.40 - 5.85 \times 1.2 = 125.905 \text{ Ton.m}$$

$$M_6 = 17.498 \times 16.45 - 2.34 \times 15.20 - 5.62 \times 10.80 - 5.62 \times 9.60 - 5.85 \times 2.40 - 5.85 \times 1.2 = 116.566 \text{ Ton.m}$$

$$M_B = 0$$

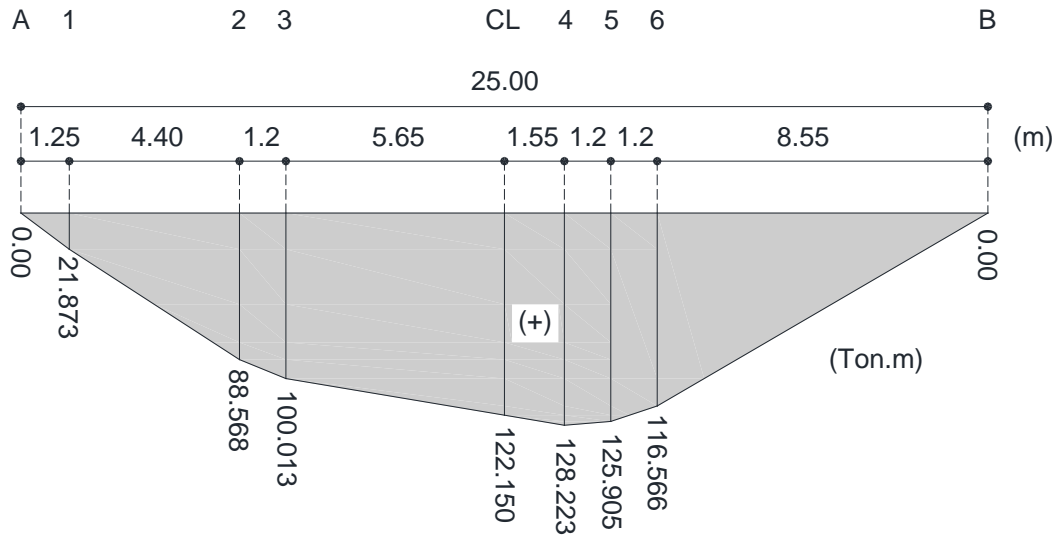


Figura No. 46 – Diagrama de momento flexionante para la posición de momento máximo.

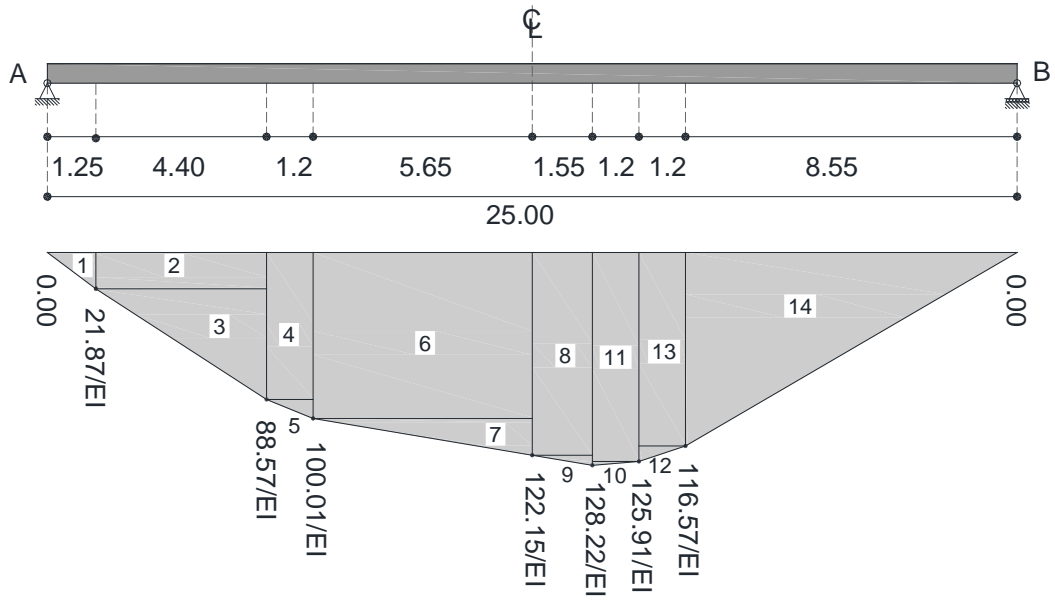


Figura No. 47 – Diagrama de momento flexionante dividido entre EI

De acuerdo con el primer teorema del área del diagrama de momento flexionante, el cambio de pendiente entre las tangentes en dos puntos de la curva elástica es igual al área del diagrama M/EI entre los dos puntos considerados. De este modo, se puede obtener la rotación en el extremo de la viga, calculando el ángulo entre la tangente trazada en el lado izquierdo y la tangente trazada en el punto medio, que es una tangente de pendiente nula. Es decir se puede obtener la rotación de la viga calculando el área del diagrama M/EI desde el extremo A al centro del claro, que sería el área de los segmentos 1 a 7 de la figura No. 44.

SECCIÓN	AREA DEL DIAGRAMA DE MOMENTO
1	$A_1 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times \frac{21.87}{EI} = \frac{13.67}{EI}$
2	$A_2 = 4.40 \times \frac{21.87}{EI} = \frac{96.23}{EI}$
3	$A_3 = \frac{1}{2} \times 4.40 \times \frac{66.70}{EI} = \frac{146.74}{EI}$
4	$A_4 = 1.2 \times \frac{88.57}{EI} = \frac{106.28}{EI}$
5	$A_5 = \frac{1}{2} \times 1.2 \times \frac{11.44}{EI} = \frac{6.86}{EI}$
6	$A_6 = 5.65 \times \frac{100.01}{EI} = \frac{565.06}{EI}$
7	$A_7 = \frac{1}{2} \times 5.65 \times \frac{22.14}{EI} = \frac{66.55}{EI}$
SUMA	$A_T = \frac{1001.39}{EI}$

$$\theta_A = \frac{1001.39}{EI}$$

$$E = 2619160 \text{ Ton/m}^2$$

$$I = 0.2306 \text{ m}^4$$

$$\theta_A = \frac{1001.39}{2619160 \times 0.2306} = 0.0017 \text{ Radianes}$$

4.11.8 Cálculo del momento flexionante que actúa en la losa de conexión

El momento negativo inducido en la losa de conexión debida a la rotación en el extremo de las vigas se obtiene con la formula siguiente:

$$M = \frac{2EI\theta}{L}$$

Donde:

L = longitud de la losa de conexión

E = Modulo de elasticidad del concreto

I = Momento de inercia de la sección de la losa de conexión

θ = Rotación en el extremo de las vigas

Datos:

L = 255 cm

B = 170 cm (separación centro a centro de la vigas)

H = 20 cm (Espesor de la losa de conexión)

E = 261916.0 Kg/cm²

θ = 0.0017 Radianes

$$I = \frac{BH^3}{12} = \frac{170 \times 20^3}{12} = 113333.33 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo valores

$$M = \frac{2 \times 261916 \times 113333.33 \times 0.0017}{255} = 395784.17 \text{ Kg.cm}$$

M = 3.95 Ton.m

4.11.9 Diseño del acero de refuerzo requerido para la losa de conexión

Geometría de la losa

$$b = 170 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

Materiales

Concreto

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 3.95 \text{ Ton.m}$$

$$F.C. = 1.5$$

$$Mu = 5.93 \text{ Ton.m}$$

Área de acero requerida

$$As = 10.30 \text{ cm}^2$$

Empleando Vs. # 4 ($As=1.27 \text{ cm}^2$)

$$\text{No. De Vs} = 10.30/1.27 = 8.11$$

Se redondea a 9 Vs. Para un ancho de 170 cm

El armado resulta Vs #4 @ 18 cm

Cuantía de acero

$$p = 0.0042 < p \text{ max}$$

Momento resistente

$$Mr = 6.55 \text{ Ton.m} > \text{Momento resistente requerido}$$

ESTRIBOS DE PUENTES INTEGRALES

5.1 Antecedentes

En los puentes integrales existe una unión rígida entre la superestructura y la subestructura, este hecho les proporciona mayor resistencia a la traslación y a la torsión que los puentes convencionales, además proveen redundancia y capacidad adicional ante cargas accidentales como sismo y viento. En este tipo de puentes no existen juntas de dilatación en la superestructura, por lo que la subestructura debe absorber cualquier movimiento, es decir, la cimentación tiene que ser suficientemente flexible para acomodar las deformaciones de la superestructura debido a cambios de volumen causados por temperatura, flujo plástico y contracción. Los esfuerzos generados por las acciones mencionadas se transmiten directamente a los estribos de los puentes. En los puentes integrales se utilizan comúnmente estribos en “U”, con los aleros paralelos al eje del camino, colados monolíticamente y rígidamente unidos a los diafragmas de los estribos, contruidos con las dimensiones mínimas posibles para arrastrar la menor cantidad de material de terraplén durante los movimientos de expansión y contracción de los estribos.

En los puentes convencionales los estribos permanecen estacionacionarios y se permite el movimiento de la cubierta mediante rodillos o apoyos de neopreno y juntas de expansión, mientras que en los puentes integrales, los estribos se mueven para disipar la energía generada por las acciones sobre la superestructura.

En el capítulo II se mencionaron los tipos de estribos que se usan comúnmente en los puentes integrales y semi-integrales. **Ver las figuras 11, 12, 13 y 14.**

5.2 Factores que influyen en el comportamiento de los estribos de puentes integrales

En adición a los efectos principales debidos a las cargas vivas y cargas muertas, los puentes integrales están sujetos a efectos secundarios como el flujo plástico, la contracción, el gradiente térmico, asentamientos diferenciales y la interacción suelo-pilote. (Sivakumar Munuswany, 2004)

5.2.1 Flujo plástico y contracción

El flujo plástico y la contracción son parámetros importantes en el diseño de puentes integrales, ya que estos efectos causan pérdidas de presfuerzo e incrementan las deformaciones y deflexiones perjudicando el comportamiento de las estructuras.

La contracción genera fuerzas cortantes entre los elementos nuevos y viejos produciendo fuerzas axiales y momentos flexionantes que se deben considerar en el diseño.

Normalmente la contracción y el flujo plástico introducen fuerzas adicionales en la estructura, sin embargo, estas pueden actuar como mecanismos de alivio para los esfuerzos desarrollados por gradientes térmicos, por lo que es importante conocer la interrelación que existe entre estas acciones para lograr diseños eficientes.

5.2.2 Gradiente térmico

La distribución de la temperatura en un puente es generada en base a tres componentes de flujo de calor, que son la radiación, convección y conducción. Algunos parámetros que influyen en la distribución de la temperatura en las estructuras de los puentes, son la temperatura del aire, la velocidad del viento, la posición del sol, la orientación de la estructura con respecto al sol, la geometría y los materiales con los que estén contruidos.

Los movimientos causados por efectos térmicos dentro de las estructuras de puentes integrales, causan serios problemas si no son considerados adecuadamente en el diseño. El gradiente de temperatura a través del peralte de las vigas genera momentos flexionantes secundarios debido a que el centroide de la curva de distribución de temperatura y el centroide de la sección transversal de las vigas puede no coincidir.

Los factores más importantes en la distribución de la temperatura a lo largo de las vigas de los puentes son: el diferencial de temperatura máximo y la distribución de este diferencial a través del peralte de las vigas.

5.3 Soluciones empleadas en los puentes integrales

Son muy variadas las soluciones que se utilizan para la construcción de puentes integrales y semi-integrales, la disparidad de posibilidades está relacionada con la incertidumbre en cuanto a la identificación y evaluación de los factores que influyen en los movimientos de estas estructuras. Existen tres aspectos que son importantes en los puentes integrales, y que en cualquier solución que se emplee siempre están presentes, estos son: losa de transición, cimentación del estribo y la unión del tablero con el estribo. (Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, 2000).

5.3.1 Losa de transición

La losa de transición tiene como finalidad principal compensar los desplazamientos verticales que se produzcan entre la calzada de acceso a un puente y el estribo en que se apoya el tablero.

Además del objetivo principal de la losa de transición, existen otros aspectos por los cuales es importante colocar la losa de transición:

- a) La losa de transición actúa como un firme de transición entre el pavimento de la calzada y la losa del tablero de la superestructura, favoreciendo la comodidad y seguridad del tráfico.
- b) Desde el punto de vista de la seguridad vial, es apropiado que las barreras de contención que se disponen en los puentes, no queden bruscamente interrumpidas en los límites de estos, es recomendable que exista una transición, a la que podría contribuir la losa de transición.
- c) Una vez colocada la losa de transición dificulta la filtración del agua al terraplén de acceso, actuando como una obra de protección a los estribos.

Por lo tanto, se recomienda que en los puentes integrales se utilice siempre la losa de transición para reducir los asentamientos diferenciales entre el terraplén y el puente, para

mejorar la comodidad y seguridad de la conducción y también para disponer de una plataforma de anclaje más amplia de los elementos de contención de los vehículos.

Con relación al criterio que se utiliza para decidir la profundidad de la losa de transición, figuran dos tipos de soluciones:

- a) Losa de transición para firmes rígidos con pavimento asfáltico. En este caso, el nivel superior de la losa de transición coincide con el del tablero, manteniéndose sobre la losa el mismo espesor de pavimento asfáltico previsto en el puente.
- b) Losa de transición para firmes flexibles. En este caso, la losa de transición se plantea por debajo de la estructura de pavimentos.

De acuerdo con el criterio de varios diseñadores de puentes, no existe ninguna razón importante que exija que la losa de transición se coloque bajo el firme, parece más lógico que la losa sea la prolongación del tablero y permita “puentear” la diferencia de asentamientos entre el terraplén de acceso y el tablero.

5.3.2 Conexión de la losa de transición con el estribo

En la mayoría de las soluciones empleadas, la losa de transición se apoya en una ménsula prevista en la parte alta del diafragma del estribo, ver la **Figura No. 18**. En algunos casos no se dispone de armados para sujetar la losa y la ménsula, aunque en muchos otros se suele disponer de varillas que actúan como pasadores para evitar el riesgo de desplazamiento entre la losa y la ménsula, este detalle equivale a una articulación, cuyo comportamiento frente a asentamientos del terreno, no es muy eficiente, ya que cuando existe una rotación en la losa, esta provoca una concentración de esfuerzos en el borde de la ménsula de apoyo, con el riesgo de rotura localizada de dicho borde.

La forma más práctica y sencilla de conectar la losa de transición al estribo es empotrándola. La losa empotrada, convenientemente armada, es muy dúctil y en caso de asentamientos importantes del terraplén puede generarse una articulación plástica en el empotramiento, teniendo una gran capacidad rotacional y capacidad resistente y puede comportarse mejor a mediano y largo plazo que las losas aparentemente articuladas.

5.3.3 Geometría de la losa de transición

Los parámetros que definen la geometría de la losa de transición son: la longitud, el ancho y el espesor. La longitud de la losa de transición está regida por el nivel de asentamiento previsto en la cercanía del estribo y de las exigencias de tráfico. En algunos casos se suele fijar la pendiente máxima que debe tener la losa y los asentamientos tolerables, y con base en estos se obtiene su longitud. Sin embargo, para determinar la longitud debe existir cierta coherencia entre el asentamiento máximo tolerable, la longitud de la losa, apoyo mínimo de la losa en el terraplén para poder transferir las cargas, pendiente máxima aceptable, espesor de la losa, tipo de conexión con el estribo y el armado dispuesto; tomando en cuenta que es difícil evaluar cada uno de estos parámetros que intervienen en su definición, comúnmente se establece una longitud tipo que va de 3.0 a 6.0m; una longitud de 5.0 m es razonable.

Con relación al ancho de la losa, este debe de coincidir con el ancho del tablero del puente, de manera que haya espacio para el anclaje de los elementos de contención de la losa.

En cuanto al espesor de la losa de transición, este se fija comúnmente en 30 cm, sin embargo, podría ser menor, y su elección debe ser coherente con el criterio de cálculo establecido y con el armado que se disponga, pueden ser razonables espesores de 20, 25 y 30 cm.

5.4 Interacción suelo-estructura

En los puentes de estribos integrales, los movimientos de la superestructura no se acomodan con rodillos o apoyos de neopreno y juntas de expansión como en los puentes tradicionales, sino que estos movimientos son absorbidos por los propios estribos, por lo que surge un problema complejo de interacción suelo-estructura. (Connal John, 2013)

En los puentes de estribos integrales la interacción entre los elementos de los estribos y el suelo circundante es difícil de establecer con precisión, de hecho no existe una técnica sencilla para cuantificar la interacción suelo-estructura, esta es quizá una razón por la cual existe cierta reserva en adoptar esta forma de construcción.

Las estructuras de los puentes de estribos integrales deben ser diseñadas para los movimientos debido a deformaciones por efectos térmicos de contracción y expansión, y las deformaciones decrecientes por contracción de la superestructura, más la deformación decreciente debido al

flujo plástico si es concreto presforzado. Estas fuerzas desarrolladas en el sistema estructural son función de la rigidez relativa de los elementos, su cimentación y su interacción con el suelo circundante.

En los estribos integrales, cuando el estribo se mueve hacia el relleno la magnitud de la presión pasiva depende del desplazamiento y de la historia de la carga cíclica. Se ha demostrado en laboratorio que debido al endurecimiento del relleno después de subsecuentes ciclos de compactación, la presión de tierra puede ser muy cercana al valor de la presión pasiva total, esto se cumple, incluso, para pequeños desplazamientos del estribo.

Las practicas actuales para considerar el fenómeno de interacción suelo-estructura empleadas en Estados Unidos varían de un estado a otro, por lo que, se han estado revisando y evaluando las distintas propuestas para lograr diseños más racionales de puentes de estribos integrales, tomando en cuenta los parámetros más significativos, como son: la selección y diseño de los pilotes, orientación de los pilotes, uso de perforaciones preexcavadas para el hincado de los pilotes, tipo de relleno en los agujeros preexcavados, tipo de suelo para el terraplén.

5.5 Conexión de la superestructura con los estribos

La conexión integral completa entre las vigas de la superestructura y los estribos del puente puede ser adoptada si el efecto de continuidad es considerado benéfico. Adoptando una conexión rígida se puede reducir el momento en los claros extremos con un posible ahorro en el peralte de las vigas. Si la continuidad en los estribos no vale la pena o si no es posible, un estribo semi-integral puede ser adoptado. En este caso, usualmente se instalan apoyos de neopreno entre las vigas de la superestructura y la subestructura para transferir fuerzas verticales y la vez permitir la rotación de la superestructura.

Cuando se requiere convertir un puente convencional existente a un puente semi-integral una posible solución sería la que se muestra en la **Figura No. 48**, en la cual se realiza una unión monolítica entre la losa de cubierta y el diafragma del estribo, dejando un espacio entre el estribo y las trabes para permitir los movimientos de contracción y expansión de la superestructura, y además se dispone en una longitud desligada entre la losa y las trabes, en los extremos del claro, para facilitar la rotación de las trabes. Además, se tendrán que realizar las adecuaciones necesarias para permitir los desplazamientos de los estribos y del terraplén.

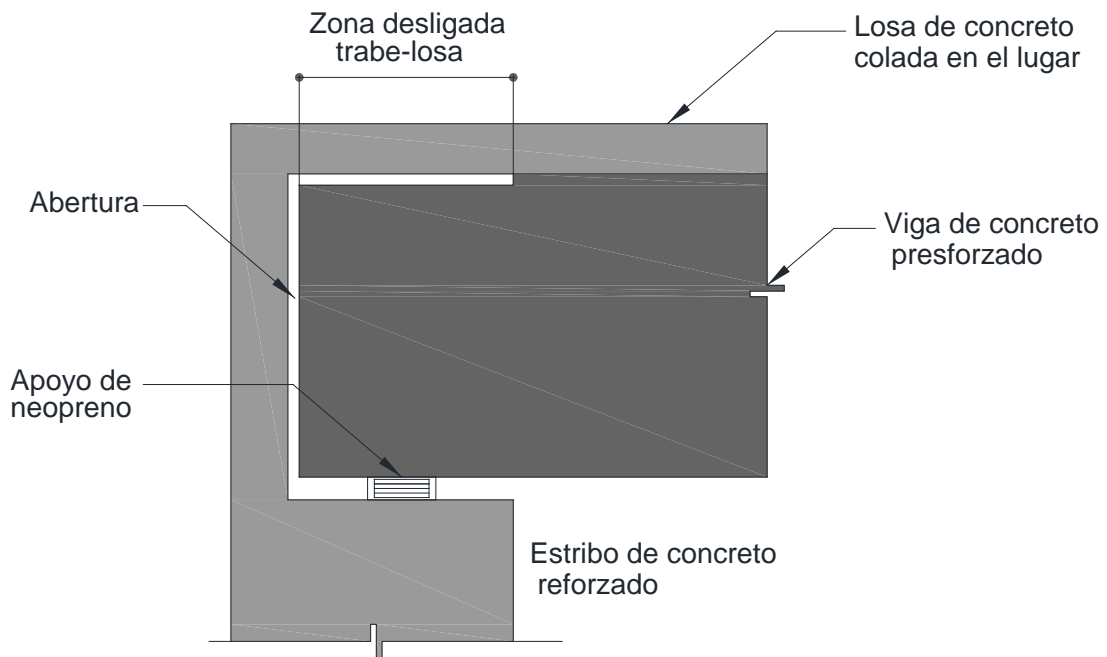


Figura No. 48 – Estribo de puente semi-integral

5.6 Estribos de puentes integrales con pilotes de concreto reforzado

El uso de pilotes de concreto reforzado en puentes de estribos integrales no es común debido al asunto de la flexibilidad del pilote y el potencial agrietamiento del concreto. Sin embargo, existen situaciones donde el uso de pilotes de concreto reforzado tiene ventajas sobre los pilotes de acero, como en los casos de ambientes agresivos, por lo tanto, es importante tener conocimiento del comportamiento y los límites de uso de los puentes de estribos integrales con pilotes de concreto reforzado. (Gama, Almeida, 2014).

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES CON LOSAS DE CONEXIÓN

6.1 Modelos propuestos para el análisis

Se ha mencionado en las secciones anteriores que el sistema de losas de conexión en sustitución de las juntas de dilatación tradicionales mejora el comportamiento dinámico de las estructuras de puentes con claros simplemente apoyados, para demostrar este hecho, se realiza el análisis estructural lineal de dos modelos de un puente vehicular simplemente apoyado, con la ayuda de un programa de análisis estructural comercial y posteriormente se lleva a cabo un análisis comparativo de su respuesta ante efectos dinámicos; se analizan los modos de vibrar de la estructura, el desplazamiento lateral y los elementos mecánicos de las columnas.

- a) Modelo 1. Modelo de puente simplemente apoyado con juntas de dilatación tradicionales en la superestructura.
- b) Modelo 2. Modelo de puente en el cual se sustituyen las juntas de dilatación por el sistema de losas de conexión flexibles.

En las figuras **No. 51 y 52** se muestra la conexión entre las traveses y la losa de cubierta para ambos modelos. En los dos modelos analizados se emplearon las características geométricas, propiedades de los materiales y las consideraciones que se indican en seguida. **Ver las figuras No. 36, 37 y 38.**

- Puente de tres claros de 25.0 m de longitud y un ancho total de 10.30 m, para alojar dos carriles de circulación de 3.75 m y banquetas de 1.40 m.
- Superestructura formada de traveses prefabricadas AASHTO tipo IV y losa de concreto reforzado colada en el lugar de 20 cm de espesor.
- Subestructura formada por marcos de concreto reforzado para los apoyos intermedios y cargaderos de concreto reforzado en los estribos del puente.
- Se consideran juntas de dilatación de 5 cm de espesor
- Las traveses prefabricadas están sustentadas en apoyos de neopreno de 40 x 40 x 4.1 cm

- La altura de columnas es de 6.0 m, de tal manera que se tendrá un galibo vertical mínimo de 5.50 m, como es usual en puentes vehiculares urbanos.
- Las condiciones de apoyo consideradas son empotramiento en la base de las columnas.
- Se supone que la estructura se ubica en la Ciudad de Puebla y que se desplanta en un terreno tipo II, que de acuerdo a la zonificación sísmica corresponde a un suelo de compacidad media, por lo que se utilizan los parámetros para análisis sísmico que recomienda el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de Puebla, para el tipo de suelo mencionado.
- En este caso, solo se analiza la respuesta de la estructura ante efectos dinámicos provocados por sismo, por lo tanto, solamente se emplean para el análisis las cargas muertas originadas por el peso propio de la estructura y las cargas muertas superimpuestas como el peso de la carpeta asfáltica, el peso de banquetas y el peso del parapeto, no se incluye el efecto de la carga viva. Cabe mencionar que las Normas AASHTO Americanas, especiales para el diseño de puentes, no consideran la carga viva en combinación con cargas de sismo.

6.2 Materiales y secciones empleadas en los modelos estructurales

Materiales

Concreto $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ para las columnas, cabezales y losa de la superestructura

Concreto $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$ para las trabes presforzadas

Secciones

Columnas de sección circular de 1.20 m de diámetro

Cabezal de sección rectangular de 1.2 m de ancho y 1.0 de peralte

Trabes presforzadas tipo IV de 1.35 m de peralte

Losa de la superestructura de 20 cm de espesor

Cargadero de sección rectangular de 1.20 de ancho y 0.50 m de peralte

Enseguida se muestran algunas perspectivas de los modelos empleados en el análisis estructural. **Ver las figuras No. 49 y 50.**

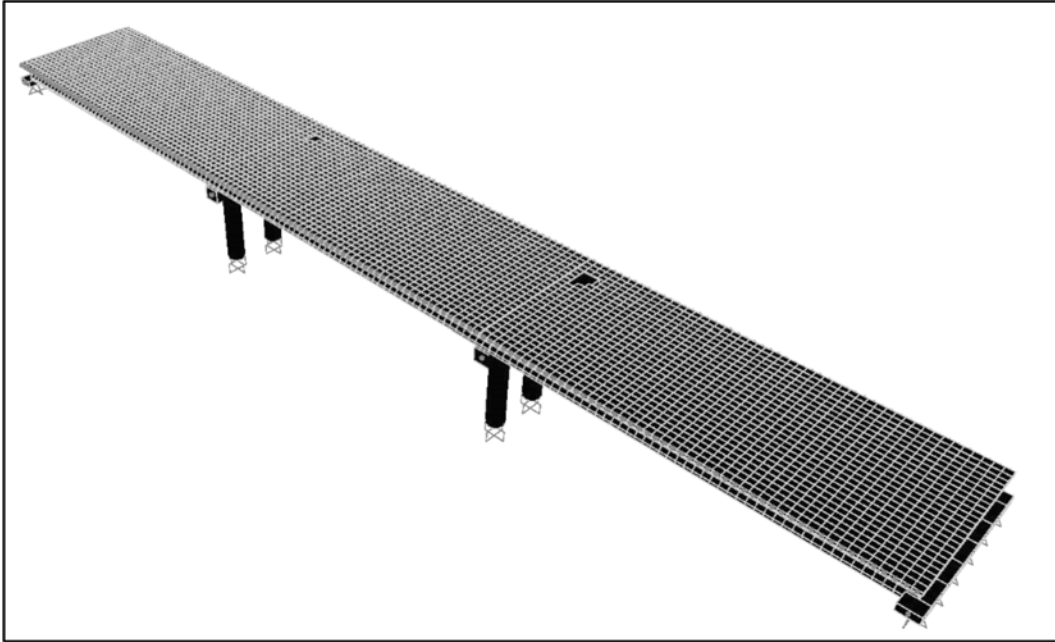


Figura No. 49 – Perspectiva del modelo tridimensional empleado en el análisis estructural

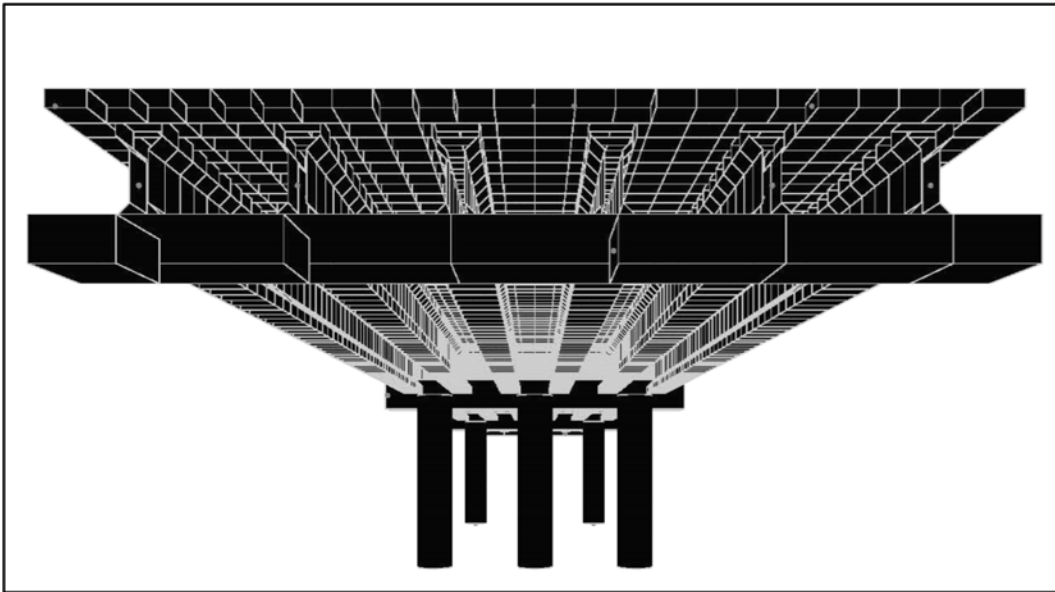


Figura No. 50 – Perspectiva del modelo tridimensional empleado en el análisis estructural

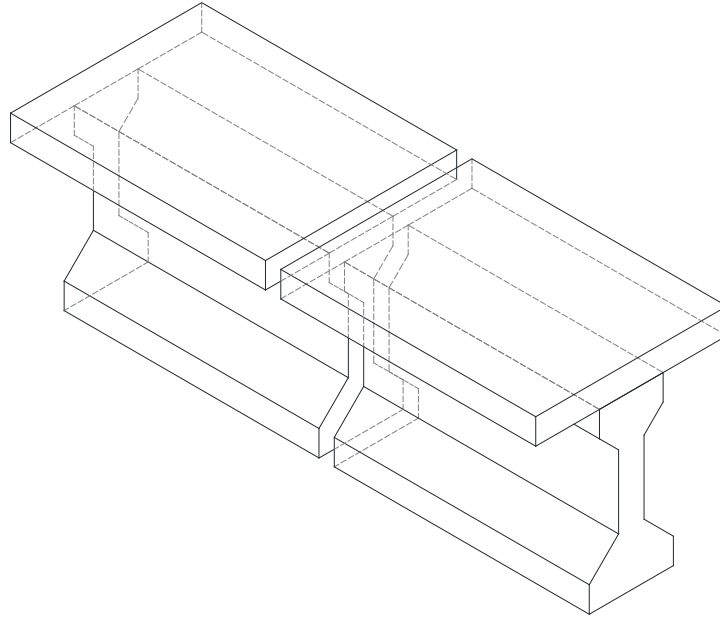


Figura No. 51 – Detalle en que se muestra un segmento de la superestructura del puente, en el cual se observa la junta de dilatación entre las traveses y en la losa de cubierta. Modelo 1

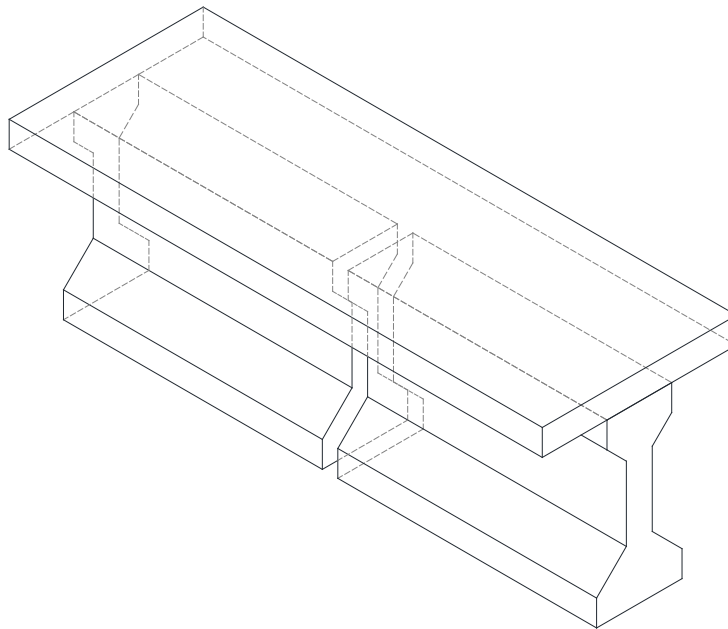


Figura No. 52 – Detalle en el que se muestra un segmento de la superestructura del puente, en el que se observa la junta de dilatación entre las traveses y la losa de cubierta continua, empleando losas de conexión. Modelo 2

6.3 Consideraciones realizadas para el análisis estructural

6.3.1 Clasificación de la estructura

Las estructuras de puentes son obras importantes que requieren de un alto grado de seguridad, por lo que se clasifican como del grupo A y por lo tanto, las ordenadas del espectro de diseño sísmico se incrementan en un 50%.

6.3.2 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico es un parámetro que depende del tipo de estructuración, en este caso en la subestructura de tienen marcos de concreto reforzado, por lo que se recomienda emplear un valor de $Q=2$.

6.3.3 Espectro de diseño sísmico

Según Reglamento de construcciones para la Ciudad de Puebla edición 2004, los parámetros de los espectros de diseño sísmico para estructuras del grupo B, son los que se indican en la tabla siguiente:

Tipo de terreno	ao	c	Ta (s)	Tb (s)	r
I	0.05	0.18	0.15	0.6	1/2
II	0.09	0.32	0.20	1.5	2/3
III	0.11	0.40	0.50	2.5	1

Para el análisis por sismo se emplean los parámetros del espectro sísmico correspondientes a suelo tipo II, con las ordenadas del espectro incrementadas en un 50 % para considerar la importancia de la estructura y a su vez se dividen entre el factor de comportamiento sísmico para tomar en cuenta la ductilidad de la estructura.

6.4 Resultados del análisis estructural

6.4.1 Modos de vibrar de la estructura

PERIODOS DE LOS MODOS DE VIBRAR DE LOS DOS MODELOS ANALIZADOS				
MODELO 1 –PUENTE CON JUNTAS DE DILATACION		MODELO 2 – PUENTE CON LOSAS DE CONEXIÓN		PORCENTAJE QUE DISMINUYE EL PERIODO EN EL MODELO 2 CON RESPECTO AL MODELO 1
MODO DE VIBRAR	PERIODO (SEG)	MODO DE VIBRAR	PERIODO (SEG)	
MODO 1	0.712	MODO 1	0.682	4.2%
MODO 2	0.643	MODO 2	0.445	30.8%
MODO 3	0.448	MODO 3	0.235	47.5%
MODO 4	0.435	MODO 4	0.234	46.2%
MODO 5	0.402	MODO 5	0.233	42.0%
MODO 6	0.247	MODO 6	0.232	6.1%
MODO 7	0.235	MODO 7	0.195	17.0%
MODO 8	0.234	MODO 8	0.109	53.4%
MODO 9	0.216	MODO 9	0.099	54.2%
MODO 10	0.108	MODO 10	0.078	27.8%
MODO 11	0.080	MODO 11	0.063	21.3%
MODO 12	0.035	MODO 12	0.034	0.0%

Se puede observar de la tabla anterior que los periodos de los modos de vibrar de la estructura en la que se han colocado las losas de conexión, disminuyen significativamente con respecto a la estructura en la que se tienen las juntas de dilatación, por lo tanto, las losas de conexión proporcionan un mejor comportamiento dinámico a la estructura.

En las figuras No. 53 a la figura No. 72 se muestran gráficamente los primeros diez modos de vibrar de los dos modelos analizados.

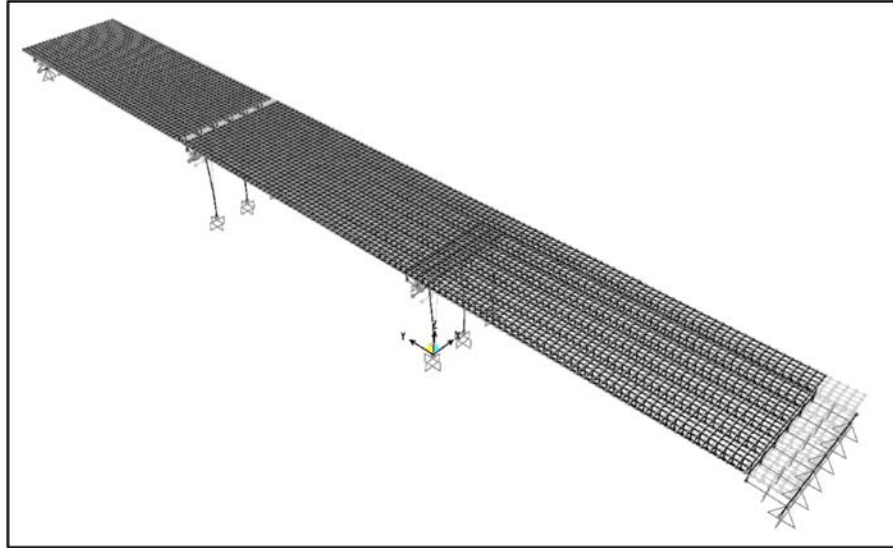


Figura No. 53 – Primer modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el primer modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de los tres claros de la superestructura de forma sincronizada en la dirección longitudinal del puente (dirección Y).

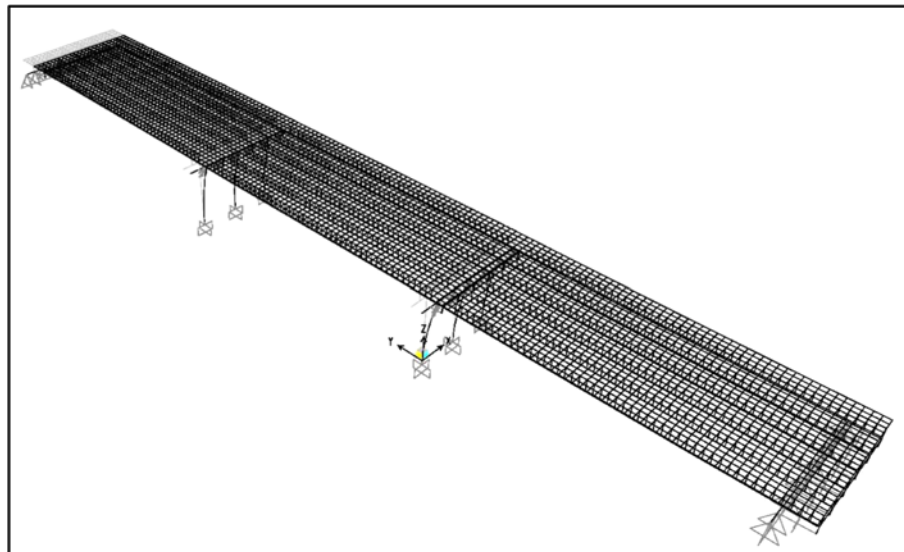


Figura No. 54 – Primer modo de vibrar de la estructura– Modelo 2

En el primer modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de los tres claros de la superestructura de forma sincronizada en la dirección longitudinal del puente (dirección Y)

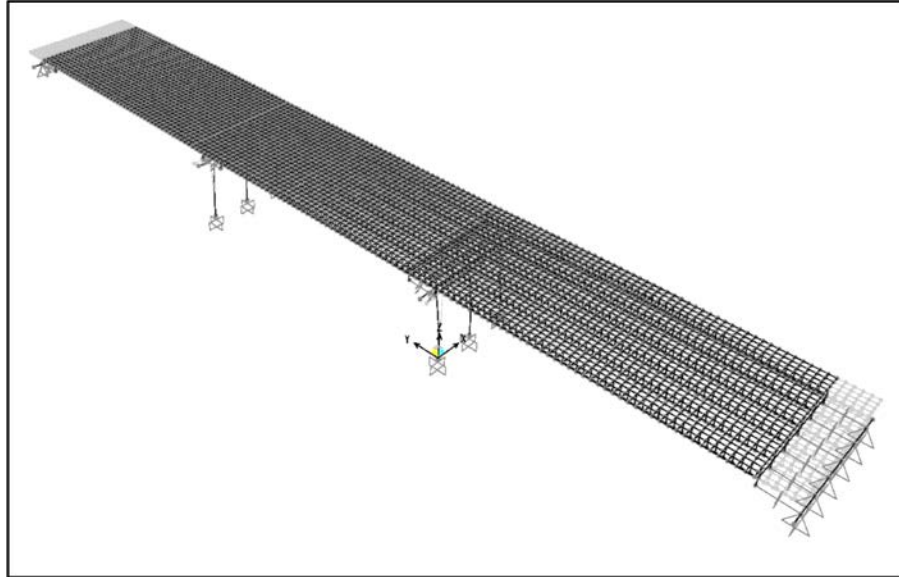


Figura No. 55 – Segundo modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el segundo modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de la superestructura en la dirección longitudinal del puente. Claro central fijo y los claros extremos en movimiento.

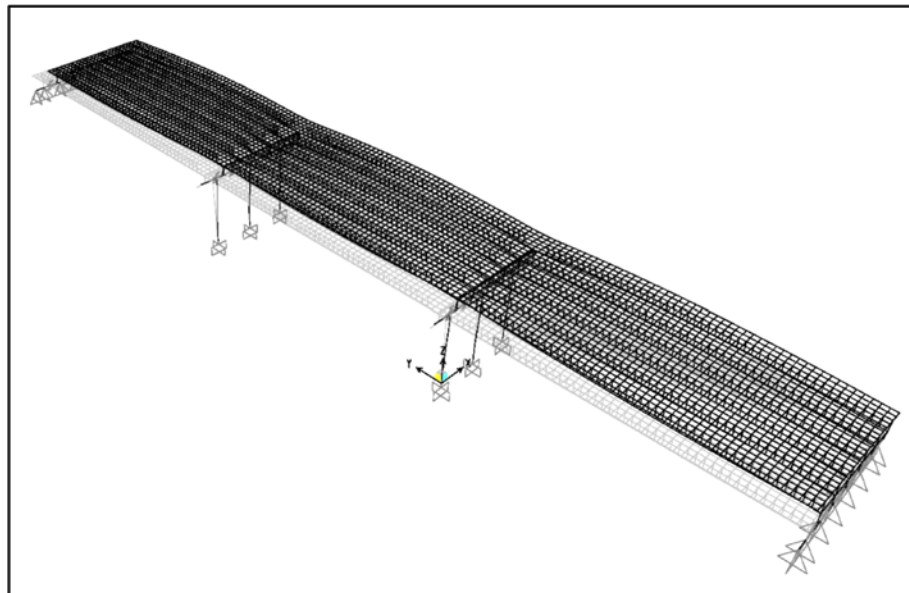


Figura No. 56 – Segundo modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el segundo modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de los tres claros de la superestructura de forma sincronizada en la dirección transversal del puente (dirección X).

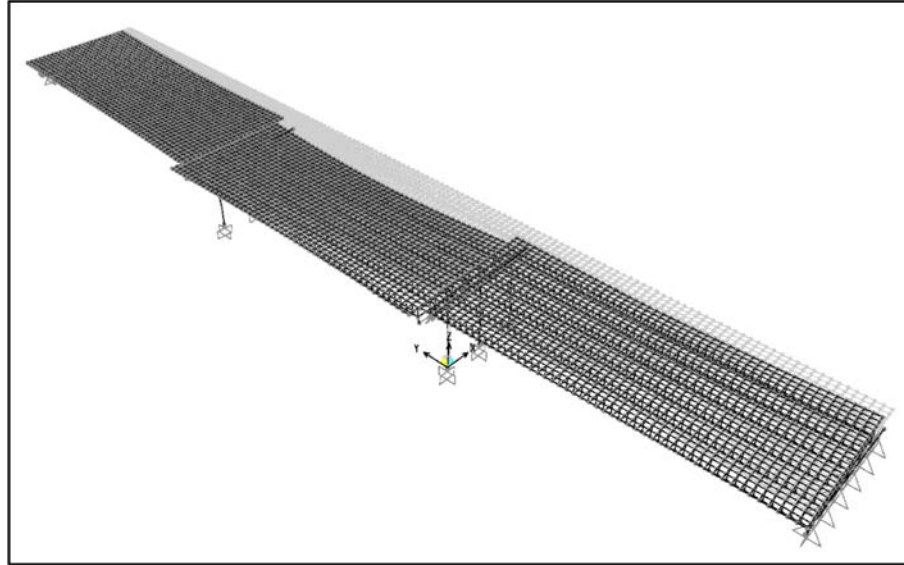


Figura No. 57 – Tercer modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el tercer modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de los tres claros de la superestructura en la dirección transversal del puente (dirección X). El movimiento del claro central con mayor intensidad.

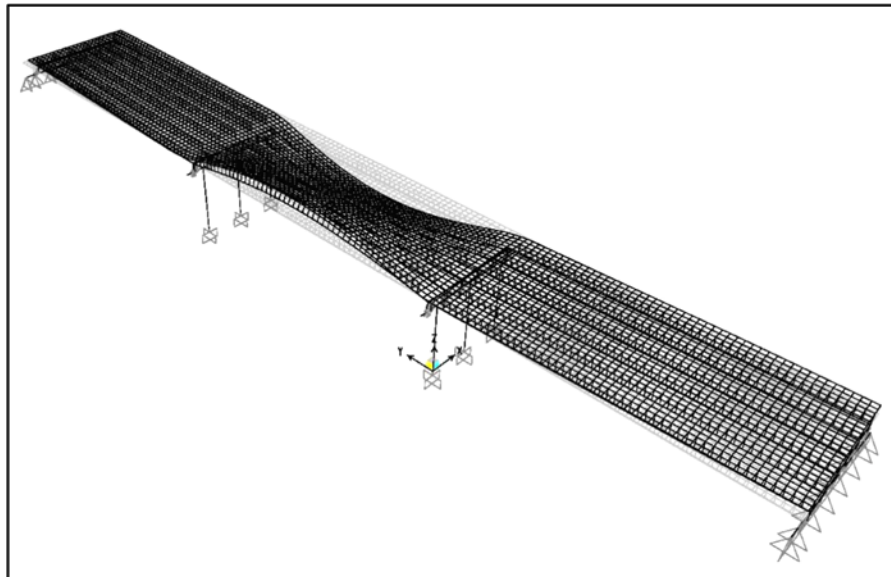


Figura No. 58 – Tercer modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el tercer modo de vibrar se presenta un movimiento rotacional en el claro central de la superestructura, generando alabeo en dicho claro, mientras en los claros extremos se presenta un movimiento rotacional de menor intensidad.

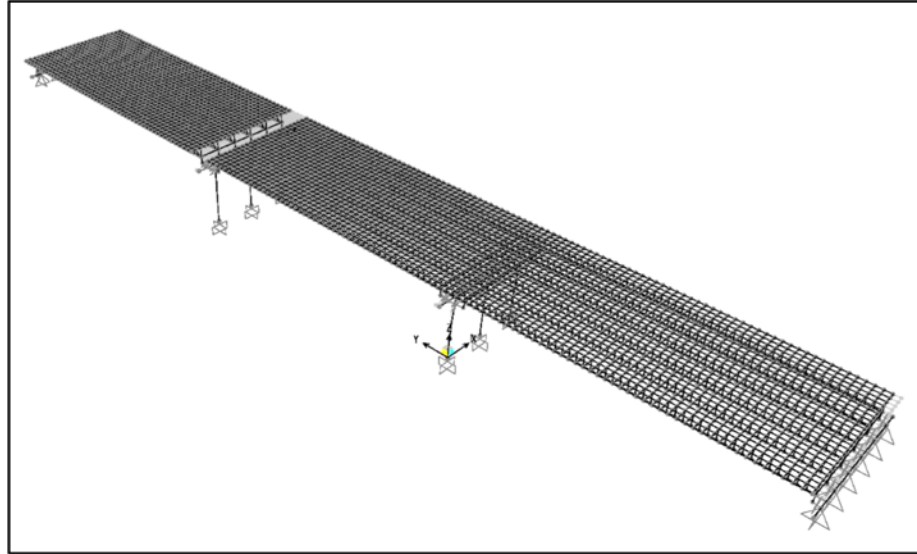


Figura No. 59 – Cuarto modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el cuarto modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de la superestructura en la dirección longitudinal del puente (dirección Y). El movimiento del claro central se encuentra desfasado con relación al movimiento de los claros extremos.

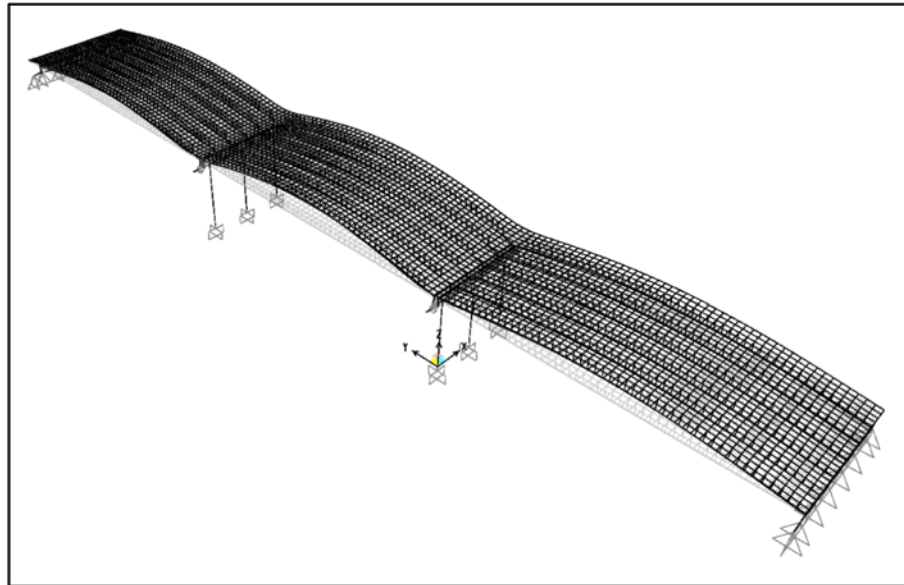


Figura No. 60 – Cuarto modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el cuarto modo de vibrar se presenta un movimiento en la dirección vertical (dirección Z) de los tres claros de la superestructura de manera sincronizada.

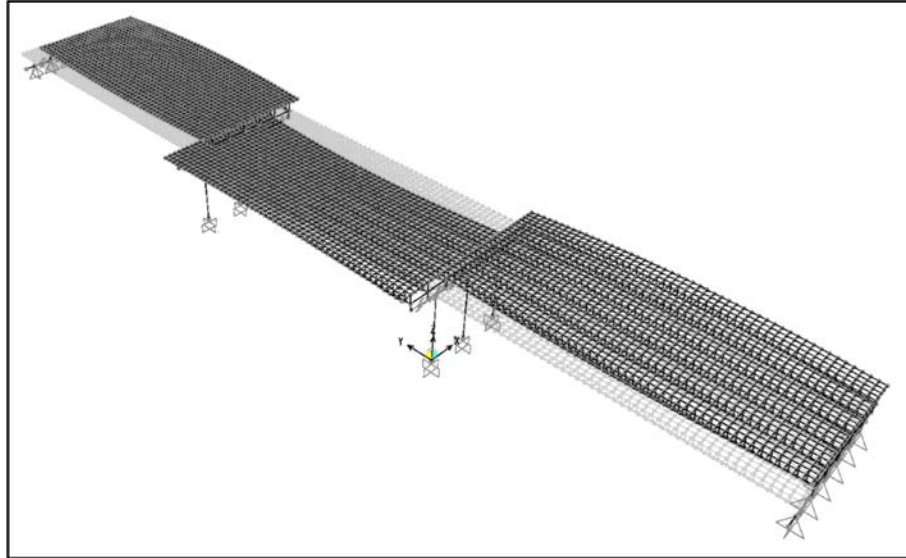


Figura No. 61 – Quinto modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el quinto modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional de la superestructura en la dirección transversal del puente (dirección X). El movimiento del claro central se encuentra desfasado con relación al movimiento de los claros extremos.

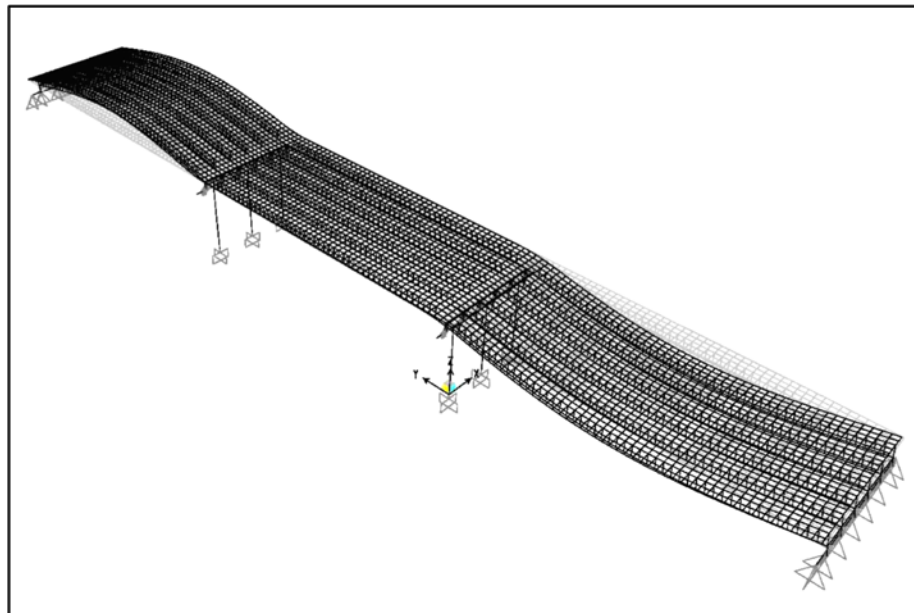


Figura No. 62 – Quinto modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el quinto modo de vibrar se presenta un movimiento vertical de los claros extremos de la superestructura, mientras el claro central permanece fijo. Movimiento desfasado.

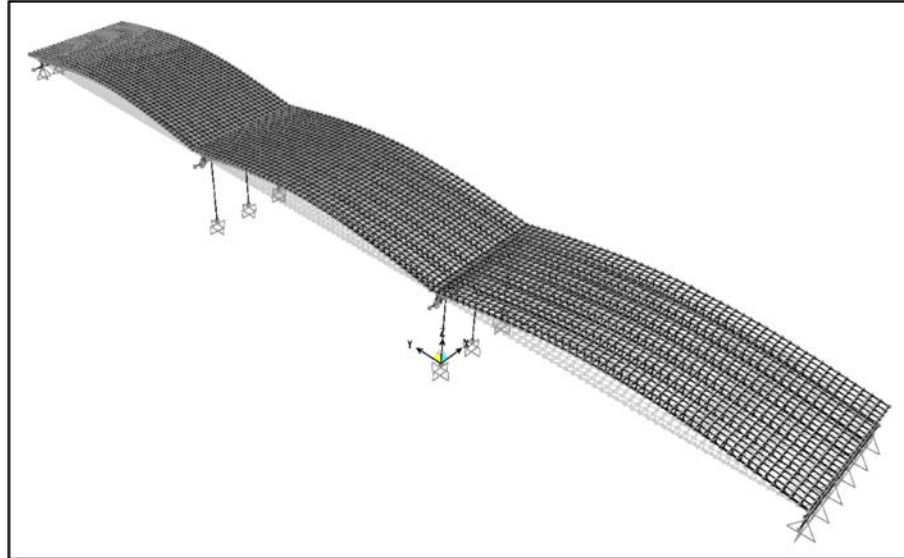


Figura No. 63 – Sexto modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el sexto modo de vibrar se presenta un movimiento en la dirección vertical (dirección Z) de los tres claros de la superestructura de manera sincronizada.

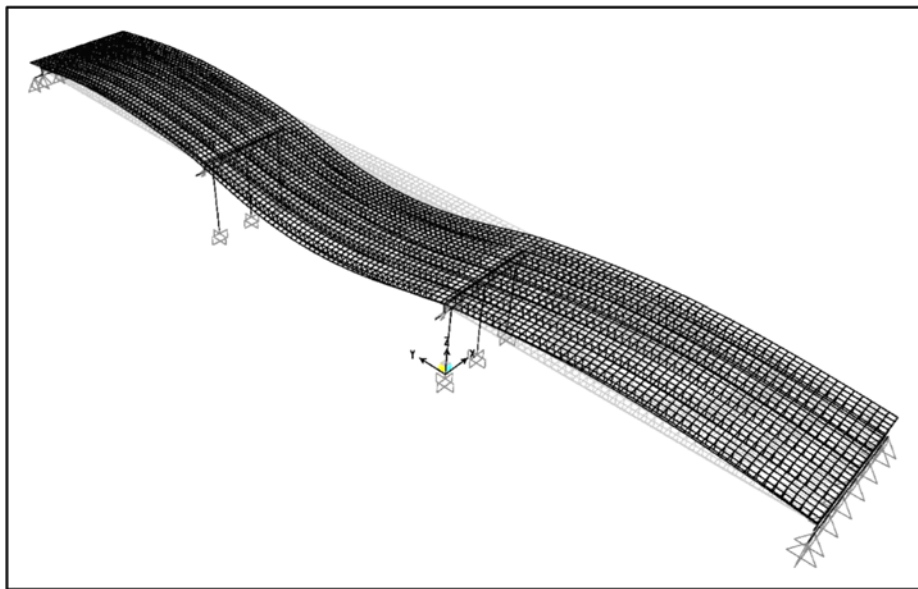


Figura No. 64 – Sexto modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el sexto modo de vibrar se presenta un movimiento vertical de los tres claros de la superestructura del puente (dirección Z). El movimiento del claro central se encuentra desfasado con relación al movimiento de los claros extremos.

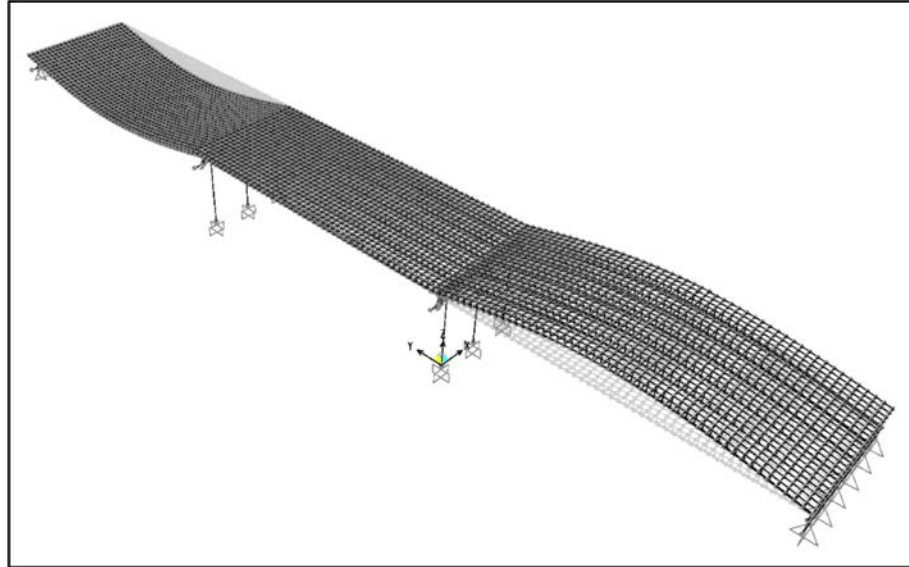


Figura No. 65 – Séptimo modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el séptimo modo de vibrar se presenta un movimiento vertical de los claros extremos de la superestructura, mientras el claro central permanece fijo. Movimiento desfasado.

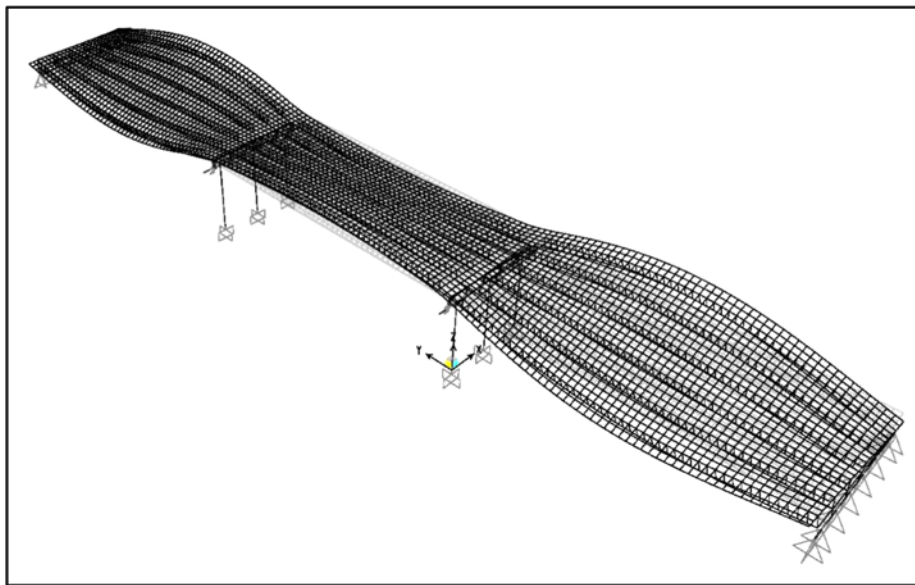


Figura No. 66 – Séptimo modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el séptimo modo de vibrar se presenta un movimiento rotacional en los tres claros de la superestructura, generando alabeo en los mismos. El movimiento del claro central está desfasado con respecto al movimiento de los claros extremos.

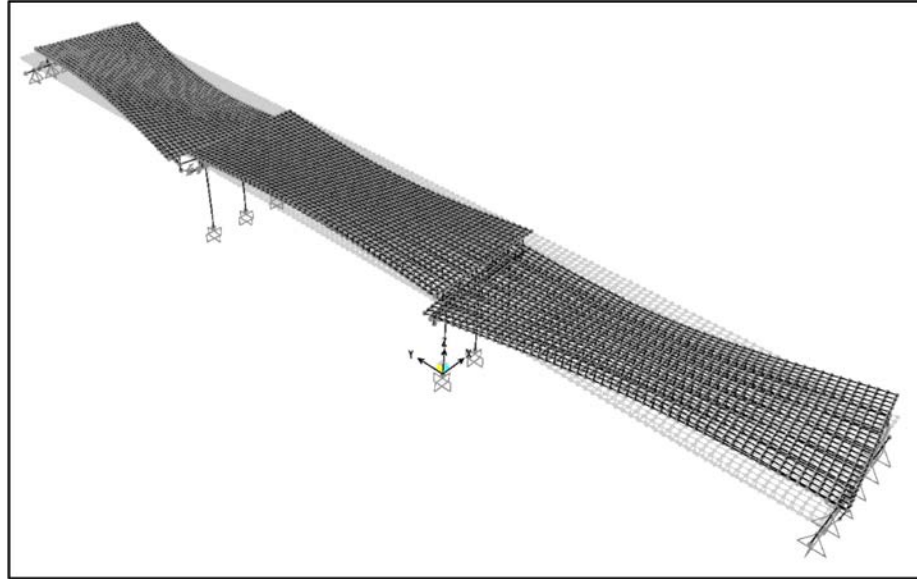


Figura No. 67 – Octavo modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el octavo modo de vibrar se presenta un movimiento rotacional de los tres claros de la superestructura generando alabeo en los mismos.

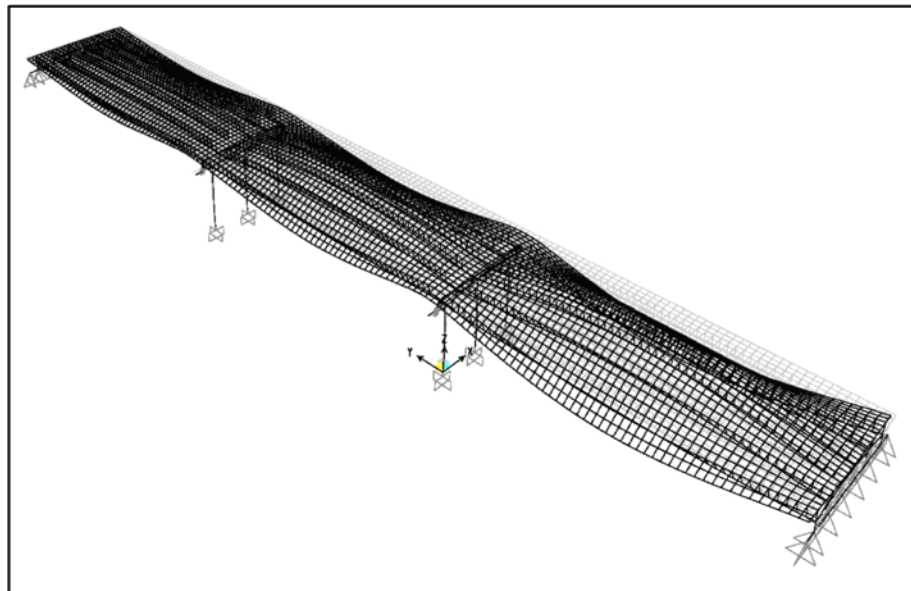


Figura No. 68 – Octavo modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el octavo modo de vibrar se presenta un movimiento vertical de los tres claros de la superestructura. Se observa que el movimiento es más intenso en los bordes de los claros del puente.

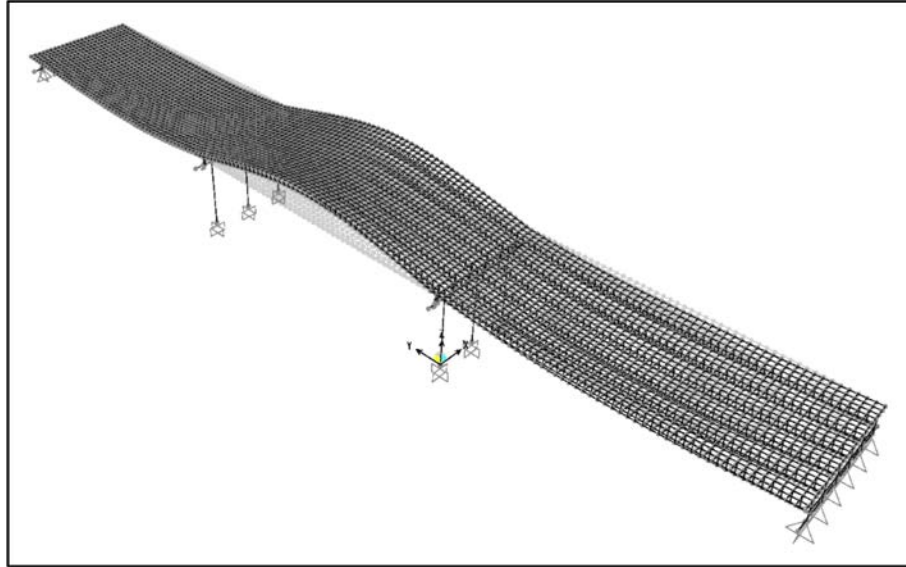


Figura No. 69 – Noveno modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el noveno modo de vibrar se presenta un movimiento vertical (dirección Z) de los tres claros de la superestructura, Se observa un movimiento más intenso en el claro central con relación a los claros extremos.

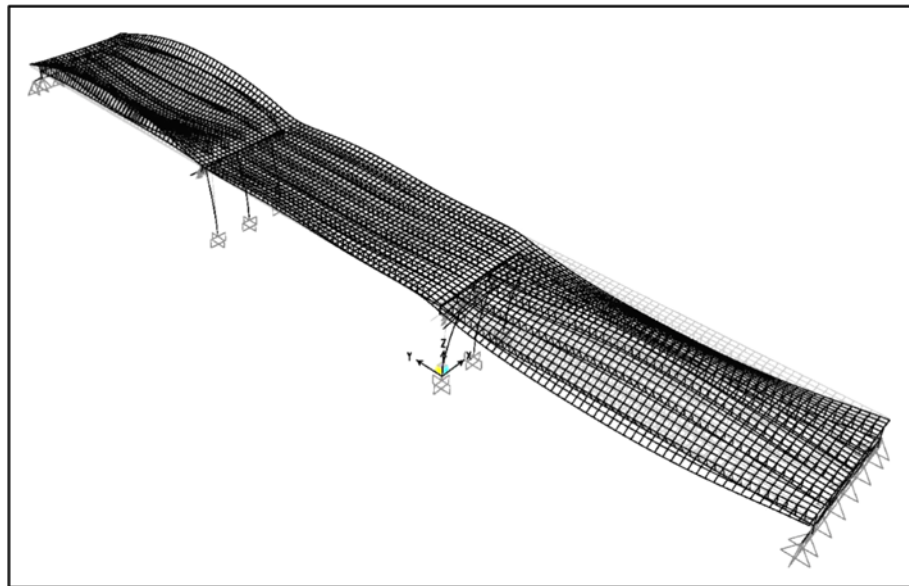


Figura No. 70 – Noveno modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el noveno modo de vibrar se presenta un movimiento rotacional de los tres claros de la superestructura. Se observa mayor intensidad en los claros extremos con relación al central.

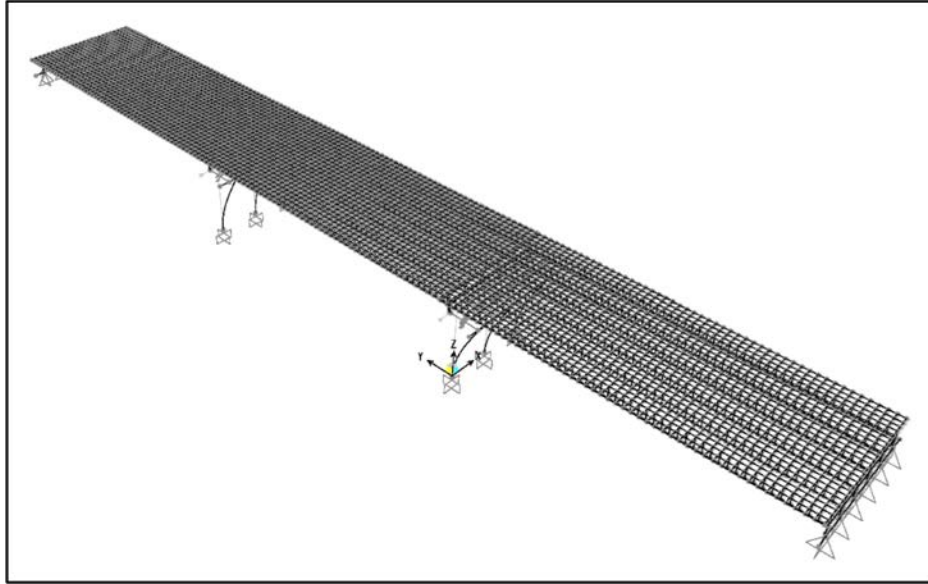


Figura No. 71 – Décimo modo de vibrar de la estructura – Modelo 1

En el décimo modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional en la dirección Y de la subestructura, mientras la superestructura permanece fija.

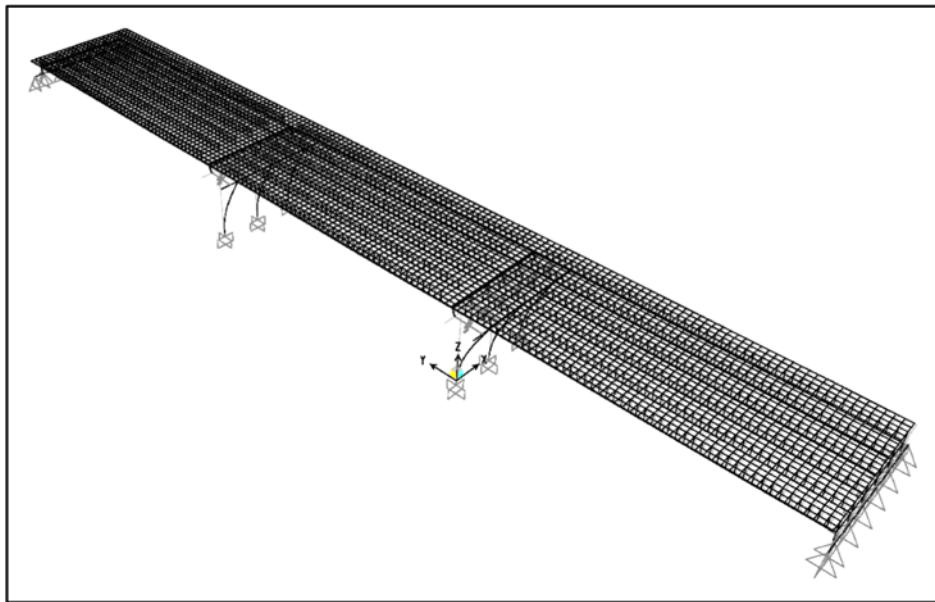


Figura No. 72 – Décimo modo de vibrar de la estructura – Modelo 2

En el décimo modo de vibrar se presenta un movimiento traslacional en la dirección Y de la subestructura, mientras la superestructura permanece fija.

6.4.2 Desplazamientos laterales en las columnas

De los dos modelos estructurales se obtuvieron los desplazamientos en las columnas.

Modelo 1 – superestructura con juntas de dilatación

Nodo superior

$$U1 = 0.0146 \text{ m} = 1.46 \text{ cm}$$

$$U2 = 0.0214 \text{ m} = 2.14 \text{ cm}$$

$$\Delta c = \sqrt{u1^2 + u2^2} = \sqrt{1.46^2 + 2.14^2} = 2.60 \text{ cm}$$

Nodo inferior

$$U1 = 0$$

$$U2 = 0$$

$$\Delta r = 2.60 \text{ cm} \quad \text{Desplazamiento relativo}$$

Desplazamiento relativo multiplicado por Q

$$\Delta r = 2.60 \times 2 = 5.20 \text{ cm}$$

$$\delta = 5.20/600 = \mathbf{0.008} < \mathbf{0.012} \text{ (distorsión permisible)}$$

Modelo 2 – superestructura con losas de conexión

Nodo superior

$$U1 = 0.003 \text{ m} = 0.30 \text{ cm}$$

$$U2 = 0.0146 \text{ m} = 1.46 \text{ cm}$$

$$\Delta c = \sqrt{u1^2 + u2^2} = \sqrt{0.30^2 + 1.46^2} = 1.5 \text{ cm}$$

Nodo inferior

$$U1 = 0$$

$$U2 = 0$$

$$\Delta r = 1.50 \text{ cm} \quad \text{Desplazamiento relativo}$$

Desplazamiento relativo multiplicado por Q

$$\Delta r = 1.50 \times 2 = 3.0 \text{ cm}$$

$$\delta = 3.0/600 = \mathbf{0.005} < \mathbf{0.012} \text{ (distorsión permisible)}$$

De estos resultados se observa que los desplazamientos laterales en las columnas del puente disminuyen significativamente cuando se emplean losas de conexión en vez de las juntas de dilatación tradicionales. Para el modelo 1 se tiene un desplazamiento lateral máximo de 5.2 cm, mientras que en el modelo 2 se tiene un desplazamiento de 3.0 cm.

6.4.3 Elementos mecánicos en la subestructura (columnas)

En seguida se presentan los elementos mecánicos máximos que resultan del análisis estructural con las cargas factorizadas, en las columnas de los apoyos intermedios de los dos modelos analizados.

Resultados obtenidos en el Modelo 1

$$F_z = 272.75 \text{ Ton}$$

$$V_x = 40.16 \text{ Ton}$$

$$V_y = 53.18 \text{ Ton}$$

$$M_x = 323.80 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = 126.59 \text{ Ton.m}$$

Resultados obtenidos en el Modelo 2

$$F_z = 274.91 \text{ Ton}$$

$$V_x = 39.26 \text{ Ton}$$

$$V_y = 52.38 \text{ Ton}$$

$$M_x = 318.40 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = 123.58 \text{ Ton.m}$$

Se puede observar de los resultados obtenidos del análisis estructural, que existe una mínima diferencia en los elementos mecánicos de un modelo con respecto al otro, siendo mayores los elementos mecánicos en el Modelo 1 en 2% en promedio con relación a los elementos mecánicos que se presentan en el Modelo 2.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se desarrolló una investigación acerca de los puentes integrales y semi-integrales que se están empleando en varias partes del mundo, para reemplazar a los puentes tradicionales, en especial se investigó el sistema de losas de conexión flexibles para sustituir a las juntas de dilatación tradicionales. Las conclusiones derivadas de este trabajo se describen a continuación.

Primero se presenta un conjunto de observaciones de carácter específico para muchos puentes construidos en nuestro país, en segundo lugar se enuncian una serie de recomendaciones con relación al uso de losas de conexión y por último la conclusión del trabajo.

1. Los puentes que se localizan en las carreteras federales y estatales de nuestro país, en su gran mayoría están estructurados a base de claros simplemente apoyados con superestructuras formadas de vigas de concreto reforzado, presforzado o postensado, o de vigas de acero, en ambos casos, con cubiertas de concreto reforzado coladas en el lugar. En estos puentes se colocan juntas de dilatación en la unión de los tableros de la superestructura y en la unión de los tableros con los estribos, con el fin de mitigar o disminuir el efecto de los movimientos provocados por las sollicitaciones a que están sujetas las estructuras de los puentes durante su vida útil.
2. Con el paso del tiempo las juntas de dilatación empleadas en los puentes se dañan debido al desgaste y por la exposición a los agentes ambientales, causando los siguientes inconvenientes: permiten que el agua de lluvia de filtre a través de la junta causando daños a la estructura de soporte de las trabes, la basura que se acumula en la junta restringe el movimiento de la cubierta causando fuerzas indeseables que dañan a la estructura del puente, las discontinuidades generadas por las juntas en la superficie de rodamiento provocan un incremento de los efectos dinámicos sobre la estructura del puente generando mayores esfuerzos de impacto y riesgo de falla por fatiga.
3. Las juntas de dilatación normalmente tienen una vida útil inferior con respecto a los demás componentes de la estructura del puente, por lo que, requieren con mayor

frecuencia de trabajos de mantenimiento, además la intervención para reparar o sustituir las juntas es un trabajo complejo y requiere la interrupción del tráfico, causando molestias en los usuarios.

4. Una solución a este problema, que ha dado resultados satisfactorios en Estados Unidos de Norteamérica, Canadá y en varios países de Europa, es el uso de losas de conexión en sustitución de las juntas de dilatación, estas proporcionan una cubierta ininterrumpida de concreto reforzado sobre los claros simplemente apoyados de los puentes, con un espesor igual al de la losa de la cubierta y desde el punto de vista estructural no genera continuidad a la superestructura del puente, por la diferencia en la rigidez a flexión entre la losa y las vigas.
5. El sistema de losas de conexión y en general el sistema de puentes integrales es aplicable solamente a puentes de claros cortos a medianos, ya que a medida que aumenta la longitud del puente se requiere mayor flexibilidad en los estribos para acomodar los desplazamientos laterales generados en la superestructura, y este es un factor significativo en la determinación de la longitud máxima posible de los puentes integrales y semi-integrales.
6. La mayoría de los puentes que se construyen en nuestro país son de claros cortos a medianos, por lo que, la solución a base de puentes integrales y semi-integrales se ajusta perfectamente con los proyectos de puentes que comúnmente se requieren en nuestras carreteras.
7. El concepto de losas de conexión es fácilmente aplicable a puentes de claros múltiples simplemente apoyados para reducir el número de juntas de dilatación. Se ha comprobado que para puentes de hasta cuatro claros, todas las juntas de expansión interiores pueden ser reemplazadas por losas de conexión, de modo que hasta un 60% de las juntas pueden ser eliminadas.
8. El momento flexionante que se genera en la losa de conexión es proporcional a la rotación de las vigas simplemente apoyadas, por lo que, se debe tener cuidado cuando se aplique este sistema a puentes con vigas muy flexibles, ya que resultará un momento flexionante negativo muy grande, produciendo fisuramiento en la cara superior de la losa, permitiendo que el agua de lluvia se filtre hacia el interior de la losa con el consecuente riesgo de oxidación del acero de refuerzo.

9. El agrietamiento de la losa de conexión se espera que ocurra en condiciones normales de servicio, por lo que se recomienda utilizar algún tipo de refuerzo resistente a la corrosión. Además, se puede controlar el agrietamiento de la losa haciendo cortes superficiales con disco para localizar las grietas y rellenarlas con un sello asfáltico para mejorar su comportamiento.
10. Cuando el sistema de losas de conexión se aplique a estructuras de puentes existentes de elementos prefabricados, se debe realizar con precaución, ya que las traveses prefabricados están tipificados para las distintas longitudes de claros, sin embargo, los peraltes establecidos para estas traveses resultan escasos para las cargas vivas que actualmente se utilizan en el diseño de puentes, por lo que se producen rotaciones en las vigas mayores a las esperadas, pudiendo resultar un armado excesivo en las losas de conexión.
11. Cuando se reemplazan las juntas de dilatación tradicionales por losas de conexión, los movimientos generados en la superestructura por las distintas solicitaciones a que está sujeto el puente, deben ser absorbidos por los estribos, por lo que, cuando se utiliza en estructuras de puentes existentes debe verificarse si es factible su empleo, es decir, si es posible hacer las modificaciones adecuadas a los estribos para permitir los desplazamientos requeridos.
12. De la bibliografía consultada al respecto, se pudo constatar que actualmente los conocimientos sobre los puentes integrales, semi-integrales y losas de conexión son limitados, por lo que su diseño está basado en métodos simplificados y en la experiencia obtenida del monitoreo del comportamiento de puentes existentes, sin embargo, los puentes diseñados bajo este criterio han resultado satisfactorios.
13. En el diseño de las losas de conexión se pueden emplear distintos tipos de acero de refuerzo y distintos tipos de concreto reforzado, por lo que, como una investigación complementaria a esta tesis, se podría realizar un trabajo de laboratorio probando distintas dosificaciones de concreto y combinando las distintas alternativas de acero de refuerzo para determinar un diseño óptimo de la mezcla para las losas de conexión, es decir que se tenga un concreto con la resistencia adecuada y con ductilidad suficiente para que pueda absorber las rotaciones de la superestructura.

CONCLUSIÓN DEL TRABAJO

En el Capítulo IV se presenta un método de diseño para las losas de conexión, basado en investigaciones y pruebas realizadas a superestructuras de puentes formadas de elementos prefabricados con una cubierta continua. Es método se puede aplicar a puentes nuevos y en la rehabilitación de puentes existentes. En este mismo Capítulo se presenta un ejemplo detallado del diseño de una losa de conexión, aplicando en método mencionado.

De acuerdo con el análisis estructural realizado, para los dos modelos del puente, estructurados a base de tres claros simplemente apoyados y con la superestructura formada de elementos prefabricados y cubierta de concreto reforzado, que es una estructuración típica de una gran mayoría de los puentes que se construyen en México, se pudo observar que con el empleo de las losas de conexión, el comportamiento dinámico de los puentes se mejora considerablemente, reduciendo el desplazamiento lateral en las columnas y reduciendo los periodos de vibración de la estructura. En los elementos mecánicos como fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante, que se presentan en la subestructura del puente no hay ganancia, pues los elementos mecánicos resultan prácticamente igual en ambos modelos. Este hecho era de esperarse ya que, la losa de conexión no aporta continuidad estructural a la superestructura. Sin embargo, en términos generales, el empleo de las losas de conexión es benéfico para las estructuras de los puentes, puesto que le aportan mayor rigidez ante efectos dinámicos, como se ha demostrado con el análisis realizado.

Además, las losas de conexión proporcionan una superficie de rodamiento más uniforme sobre los puentes y reducen considerablemente los costos de mantenimiento de las estructuras al no existir la juntas de dilatación y apoyos de neopreno, por lo que, sería conveniente implementar este sistema en nuestro país para optimizar el comportamiento de las estructuras de los puentes y prolongar su vida útil.

REFERENCIAS

- (1) American Association of State Highway and Transportation Officials, **AASHTO 1994**, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, U.S.A.
- (2) American Association of State Highway and Transportation Officials, **AASHTO 1996**, “Standard Specifications for Highway Bridges”, U.S.A.
- (3) Adel Kamal El-Safty (1994), “**Behavior of Jointless Bridge Decks**”, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, North Carolina State University, North Carolina U.S.A.
- (4) Adam S. Faris (2009), “**An Integral Precast Approach Slab to Bridge Connection**”, Tesis para obtener el grado de “Master of Science”, Iowa State University, Ames Iowa.
- (5) Aaron M. Talbott (May, 2008), “**Earthquake resistance of integral abutment bridges**”, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, Purdue University, West Lafayette, Indiana, U.S.A.
- (6) Alp Caner (1996) “**Analysis and design of jointless bridge decks supported by simple span girder**”, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, North Carolina State University, North Carolina U.S.A.
- (7) Alp Caner and Paul Zia (1998) “**Behavior and design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks**”, Artículo técnico, North Carolina State University, U.S.A.
- (8) Ashok Reddy Aleti, M.E, B.E (2010), “**Elimination of Deck Joints Using a Corrosion Resistant FRP Approach**”, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, College of Engineering and Science Louisiana Tech University, Louisiana, U.S.A.
- (9) Aziz Saber and Ashok Reddy Alety (March, 2012), “**Behavior of FRP Link Slabs in Jointless Bridge Decks**”, Artículo, Department of Civil Engineering, Louisiana Tech University.
- (10) Conner D. Huffaker (2013), “**Behavior and Analysis of an Integral Abutment Bridge**”, Tesis para obtener el grado de “Master of Science”, Utah State University, Logan Utah, U.S.A.

- (11) Cheng Lan (April, 2012), **“On the Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges- Parametric Analysis and Design Optimization”**, University of Trento.
- (12) Daniel Krier (2009), **“Modeling of Integral Abutment Bridges considering soil-structure interaction effects”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, U.S.A.
- (13) David Jonathan Knickerbocker (May, 2005), **“Behavior of high performance concrete integral abutment bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, Vanderbilt University, Nashville, Tennessee, U.S.A.
- (14) Edmond Ho., Jim Lukashenco (2011), **“Link slab deck joint”**, 2011 Anual conference of the transportation association of Canada, Edmonton Canada.
- (15) Ignacio Enrique Hernández Quinto (2010), **“Normativa Nacional de Cargas Vivas en Puentes”**, Artículo presentado en el XVII Congreso Nacional de Ingeniería estructural, León Guanajuato, México.
- (16) José Raúl Rodríguez Pacheco (2012), **“Validation of Integral Abutment Bridge Design Model”**, Tesis para obtener el grado de “Master of Science”, Polytechnic University of Puerto Rico, San Juan, Puerto Rico.
- (17) Jimin Huang (September 2004), **“Behavior of Concrete Integral Abutment Bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, University of Minnesota, Minnesota. U.S.A.
- (18) Joel Reyes and Ian N. Robertson (December, 2011), **“Precast Link Slabs for Jointless Bridge Decks”**, University of Hawaii at Manoa, Honolulu.
- (19) John Connal, (Enero, 2013), **“Integral Abutment Bridges Australian and US Practice”**, Artículo técnico, Maunsell Australian Pty Ltd.
- (20) John Connal, Gregor Fischer and Victor C. Li, (2002), **“Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile ECC”**, Artículo técnico, University of Michigan, U.S.A.
- (21) Jack C. McCormac and James K. Nelson, (Junio, 2007), **“Análisis de Estructuras, métodos clásico y matricial”**, Editorial Alfaomega.

- (22) Kevyn C. McBride (2005), **“Thermal Stresses in the Superstructure of Integral abutment Bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Master of Science”, College of Engineering and Mineral Resources at West Virginia University, Morgantown, West Virginia, U.S.A.
- (23) Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2000), **“Guía para la Concepción de Puentes Integrales en Carreteras”**, España.
- (24) Michael D. Lepech, Victor C. Li (Julio, 2007), **“Application of ECC for bridge deck link slabs”**, Artículo técnico, University of Michigan, U.S.A.
- (25) Narongrit Butrieng (December 2001), **“Behavior of Laterally Loaded Pile for Integral Abutment Bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Master of Science”, Florida Atlantic University, Boca Raton Florida, U.S.A.
- (26) Navid Nikravan (2013), **“Structural Design Issues for Integral Abutment Bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, Ryerson University, Toronto, Ontario, Canada.
- (27) Rabit Haj-Najib (2002), **“Integral Abutment Bridges with skew angles”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy”, University Maryland, U.S.A.
- (28) Ram Naren Mothe (2006), **“Partial Continuity in Prestressed Concrete Girder Bridges with Jointless Decks”**, Tesis para obtener el grado de “Master of Science in Civil Engineering”, Louisiana State University, Louisiana, U.S.A.
- (29) Robert E. Abendroth, Lowell F. Greimann and Michael D. LaViolette (May, 2007) **“An integral abutment bridge with precast concrete piles”**, Iowa State University.
- (30) Samy Arsoy (December, 2000), **“Experimental and analytical investigations of piles and abutment of integral bridges”**, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, U.S.A.
- (31) Sivakumar Munuswamy (April, 2004). **“Creep and shrinkage effects on integral abutment bridges”**, Tesis para obtener el grado de “Doctor of Philosophy” Florida Atlantic University, Boca Raton, Florida, U.S.A.
- (32) SCT – N-PRY-CAR-6-01-003/01 (Diciembre, 2001), Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. **Cargas y Acciones.**
- (33) SCT – N-PRY-CAR-6-01-005/01 (Octubre, 2001), Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. **Sismo.**

- (34) SCT – N-PRY-CAR-6-01-006/01 (Diciembre, 2001), Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. **Combinación de cargas.**
- (35) SCT – N-PRY-CAR-6-01-007/04 (Mayo, 2004), Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. **Distribución de cargas.**
- (36) The 2005, FHWA CONFERENCE (March, 2005), **“Integral Abutment and Jointless Bridges”**, Organized by College of Engineering and Mineral Resources West Virginia University, U.S.A.
- (37) Vasant C., (Marzo, 2005), **“Integral abutment and Jointless Bridges”**, West Virginia University.
- (38) Yun Yong Kim, Gregor Fisher and Victor C. Li (2002), **“Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile ECC”**. Artículo técnico, University of Michigan. U.S.A.