

Alternativa de Continuidad en Puentes con Vigas de Concreto Prefabricado

Manuel Salvador Amaya Pico

Trabajo de Monografía para Optar al Título de Especialista en Estructuras

Director:

Edison Osorio Bustamante

Ingeniero Civil, Ph. D.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2017

Dedicatoria

A Dios creador y dador de vida por permitirme alcanzar mis metas y sueños.

Quiero expresarle un agradecimiento muy especial al ingeniero Edison Osorio, por todos sus conocimientos aportados para hacer realidad este proyecto, que tiene un significado muy especial para mí.

A la familia COINGCO, que dedicaron su tiempo y sus conocimientos para ayudarme a culminar mi proyecto.

Un especial agradecimiento a mi familia por su comprensión en el tiempo que dejamos de compartir, por su apoyo continuo y por apoyarme para la consecución de este sueño anhelado.

Manuel Salvador Amaya Pico

Agradecimientos

A mis tres hijos y mi esposa por ser el motor que me impulsa para alcanzar cada una de mis metas. Por apoyarme en el tiempo de ausencia.

Manuel Salvador Amaya Pico

Contenido

	Pág.
Introducción	14
1. Objetivos	15
1.1 Objetivo General	15
1.2 Objetivos Específicos.....	15
2. Fundamentación teórica	16
2.1 Consideraciones generales	16
2.1.1 Clasificación de los puentes	16
2.1.2 Elementos que conforman un puente	17
2.2 Cargas	18
2.2.1 Cargas permanentes	18
2.2.2 Cargas transitorias.....	19
2.2.3 Combinaciones de cargas.....	19
2.3 Estabilidad de volumen y control de fisuración del concreto.	20
2.3.1 Cambios de volumen en edad temprana	21
2.3.1.1 Contracción Química	21
2.3.1.2 Contracción Autógena	21
2.3.1.3 Hundimiento o asentamiento	23
2.3.1.4 Contracción Plástica.....	23

2.3.1.5 Hinchazón	24
2.3.1.6 Expansión Térmica Temprana	25
2.3.1.7 cambios de temperatura en el concreto endurecido	25
2.3.2 fluencia del concreto (Creep).....	27
2.3.3 Juntas	30
2.4 Alternativas de continuidad en puentes	30
2.4.1 Puentes simplemente apoyados con continuidad en el tablero	31
2.4.2 Puentes con vigas de carga continua.....	34
2.4.3 Análisis de vigas de puente con superestructura sin juntas	36
Referencias Bibliográficas	56
Apéndices.....	58

Lista de Figuras

	Pág.
<i>Figura 1.</i> Elementos que conforman un puente.....	17
<i>Figura 2.</i> Cambios de volumen por contracción química y retracción autógena de pasta fresca y endurecida.....	22
<i>Figura 3.</i> Elementos que conforman un puente.....	22
<i>Figura 4.</i> Hinchazón en edad temprana de especímenes de concreto de (100 x 100 x 375 mm) curados bajo agua.....	24
<i>Figura 5.</i> Expansión térmica del concreto variado el tipo de agregado en la dosificación	27
<i>Figura 6.</i> Relación entre tiempo y edad de carga para la fluencia de dos concretos con diferentes resistencias.	29
<i>Figura 7.</i> Curva combinada de deformación unitaria elástica y fluencia, mostrando la magnitud de recuperación	29
<i>Figura 8.</i> Elevación típica de un puente sin juntas	31
<i>Figura 9.</i> Detalle de continuidad parcial - Alternativa 1	32
<i>Figura 10.</i> Detalle de continuidad parcial - Alternativa 2	33
<i>Figura 11.</i> Detalle de diafragma de viga cabezal con rodamientos de expansión fijos.....	35
<i>Figura 12.</i> Continuidad causada por la conexión de la losa del puente.	37
<i>Figura 13.</i> Efecto del tipo de apoyo en la continuidad de sistemas de superestructuras sin juntas.	41

Figura 14. Deformaciones finales de un sistema continuo (a) debido a cargas y (b) debido a momentos de continuidad. 42

Figura 15. Movimiento de soporte en un sistema sin juntas (a) configuración de soporte con bisagras (RHHR) y (b) configuración de soporte de rodillos (HRRH) 42

Figura 16. Carga unitaria utilizada para el desarrollo de la línea de influencia **¡Error! Marcador no definido.**

Figura 17. Líneas de influencia de un puente de dos tramos (a) momento de continuidad y (b) momento positivo en (a) = 0,4 44

Figura 18. Ilustración ejemplo: a) Dimensiones de la sección transversal; (b) caso de carga para el momento positivo máximo; y (c) caso de carga para el momento negativo máximo..... 61

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. <i>Clasificación de los puentes</i>	16
Tabla 2. <i>Cargas permanentes en puentes</i>	18
Tabla 3. <i>Cargas transitorias en puentes</i>	19
Tabla 4. <i>Efecto del tipo de agregado sobre el coeficiente de expansión térmica del concreto...</i>	26
Tabla 5. <i>Coeficientes de diseño $\Gamma_1 - neg$, $\Gamma_2 - neg$, $\Gamma_1 - pos$, $\Gamma_2 - pos$ para Configuraciones permitidas.</i>	45
Tabla 6. <i>Coeficientes de diseño $\Gamma_1 - neg$, $\Gamma_2 - neg$, $\Gamma_1 - pos$, $\Gamma_2 - pos$ para Configuraciones permitidas.</i>	62

Lista de Apéndices

	Pág.
Apéndice A. Combinaciones de cargas	58

RESUMEN

TÍTULO: Alternativa de continuidad en puentes con vigas de concreto prefabricado *

AUTOR: Amaya Pico, Manuel Salvador **

PALABRAS CLAVES: puentes sin juntas, vigas simplemente apoyadas, juntas de dilatación, tablero o losa.

DESCRIPCIÓN:

Usualmente los puentes de múltiples vanos se construyen con vigas simplemente apoyadas entre vanos. Esta técnica de construcción requiere el uso de juntas de expansión sobre los apoyos, lo que lleva a numerosos problemas que generan aumento de costos en mantenimiento o rehabilitación. El uso de losas de puente sin juntas es una de las alternativas que ganan popularidad entre los proyectistas de puentes. La construcción de puentes nuevos sin juntas de dilatación o la eliminación de juntas de dilatación en puentes existentes reduce una gran parte de los costos directos e indirectos asociados al uso de juntas de dilatación.

Este trabajo presenta una breve recopilación del conocimiento científico, referente a técnicas, detalles constructivos, metodologías de análisis y diseño usadas en la construcción de puentes sin juntas como alternativa de continuidad en puentes con vigas simplemente apoyadas de concreto prefabricado. Para llevar a cabo el presente trabajo se recopila, selecciona, y estudian referencias bibliográficas de diferentes autores; sobre la fundamentación teórica, tecnologías empleadas, metodologías aplicadas y buenas prácticas en la construcción de puentes sin juntas.

La elaboración del presente documento servirá como material bibliográfico de apoyo para futuros estudios de investigación sobre las técnicas, el análisis y el diseño y la construcción puentes sin juntas como alternativa de continuidad en puentes con vigas simplemente apoyadas de concreto prefabricado. Finalmente, se emiten conclusiones y recomendaciones.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingeniería Físico Mecánicas – Escuela de Ingeniería Civil Director: PhD. Ing. Edison Osorio Bustamante

ABSTRACT

TITLE: Continuity alternative in bridges with precast concrete girder *

AUTHOR: Amaya Pico, Manuel Salvador **

KEYWORDS: bridges with jointless, girder simply supported, expansion joints, deck or slab.

DESCRIPTION:

Usually multi-span bridges are constructed with beams simply supported between spans. This construction technique requires the use of expansion joints on the supports, which leads to numerous problems that generate increased costs in maintenance or rehabilitation. The use of seamless bridge slabs is one of the alternatives that gain popularity among bridge designers. The construction of new bridges with jointless or the elimination of expansion joints in existing bridges reduces a large part of the direct and indirect costs associated with the use of expansion joints.

This work presents a brief compilation of scientific knowledge, referring to techniques, construction details, analysis and design methodologies used in the construction of bridges with jointless as an alternative of continuity in bridges with simply supported concrete precast girder. To carry out the present work, we collect, select, and study bibliographical references of different authors; on the theoretical basis, technologies used, methodologies applied and good practices in the construction of bridges with jointless.

The preparation of this document will serve as bibliographical material to support future research studies on the techniques, analysis and design and construction bridges with jointless as an alternative of continuity in bridges with simply supported precast concrete girder. Finally, conclusions and recommendations are addressed.

** Faculty of physical engineering mechanics - school of Civil Engineering Director: PhD. Ing. Edison Osorio Bustamante

Introducción

En Colombia la construcción de puentes ha tomado gran importancia hasta el punto que podemos encontrar estructuras espectaculares, tanto en lo que se refiere a cuestiones de diseño, longitud de vano, longitud total y técnicas constructivas. Sin embargo, una parte importante del mercado de puentes consiste en proyectos sencillos, en los que la velocidad de construcción, los costos y la mínima interrupción del tráfico existente son parámetros importantes. Este es el nicho de los puentes industriales prefabricados.

Los puentes de vigas prefabricadas son adecuados para proyectos de alcance moderado, donde el uso de andamios clásicos apoyados en el suelo es difícil o costoso y donde la velocidad de izaje es obligatoria como por ejemplo en: cursos de agua, carreteras y autopistas en uso, con el fin de limitar las restricciones de tráfico.

La prefabricación presenta ventajas sobre la construcción tradicional para puentes. Las siguientes ventajas son de particular interés para la construcción de puentes:

- Calidad y regularidad de la resistencia del hormigón.
- Elementos con formas elaboradas diseñadas para obtener un máximo beneficio de los materiales y la prefabricación.
- Ausencia de andamios laboriosos y dificultosos.
- Menor tiempo de construcción debido a que los elementos se fabrican en la planta independientemente de las cimentaciones y otros trabajos preparatorios in situ.

Los puentes prefabricados presentan problemas mantenimiento debido a la cantidad de juntas transversales, especialmente en viaductos.

El objetivo de este trabajo es recopilar y presentar a manera de resumen información referente a las técnicas, tecnologías y ventajas de la construcción de la superestructura de puentes con vigas de concreto prefabricado simplemente apoyadas, eliminando las juntas de dilatación del tablero en los apoyos intermedios mediante un detalle estructural realizado en una segunda etapa constructiva que proporciona continuidad en el tablero.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Elaborar un estado del conocimiento sobre las alternativas de continuidad en puentes con vigas de concreto prefabricado simplemente apoyadas.

1.2 Objetivos Específicos

- Recopilar y clasificar a partir de la literatura científica, información sobre las alternativas de continuidad en puentes con vigas de concreto prefabricado simplemente apoyadas.
- Identificar los detalles constructivos de puentes de viga y losa sin juntas de dilatación en los apoyos intermedios.

2. Fundamentación teórica

2.1 Consideraciones generales

En el código colombiano de puentes se define como puente a cualquier estructura ubicada sobre o bajo una carretera, pero con un ancho no menor de 6 m. (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica AIS , 2014).

2.1.1 Clasificación de los puentes. Los puentes se pueden clasificar bajo diferentes aspectos, dentro de los cuales se encuentran los mostrados en la tabla 1 (Velandia, 2013):

Tabla 1.

Clasificación de los puentes

<i>Según estructuración transversal:</i>	<i>Según configuración longitudinal:</i>
▪ Losa sobre vigas ▪ Losa simplemente apoyada ▪ Viga cajón ▪ Armadura de paso superior ▪ Armadura de paso inferior ▪ Arco superior y arco inferior	▪ Vigas simplemente apoyadas ▪ Vigas continuas ▪ Puente colgante ▪ Puente atirantado ▪ Pórtico ▪ Box culvert
<i>Según material de construcción:</i>	<i>Según el uso:</i>
▪ De mampostería ▪ De madera ▪ De concreto reforzado ▪ De concreto presforzado ▪ De acero	▪ Puente peatonal ▪ Puente vehicular ▪ Puente para ferrocarril ▪ Puente para acueducto

Según el sistema constructivo:

- Puente Vaciado en sitio
- Losa de concreto sobre vigas
- Por voladizos sucesivos
- Tablero atirantado
- Tablero lanzado

Fuente: adaptado de “Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14)” (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica AIS , 2014)

2.1.2 Elementos que conforman un puente. Los principales elementos a considerar en un puente se encuentran determinados por componentes como la superficie y equipamientos, la subestructura, la superestructura (metálica o en concreto), entre otros. Como se observa en la figura 1. (Universidad Nacional de Colombia, & INVÍAS., 2006).

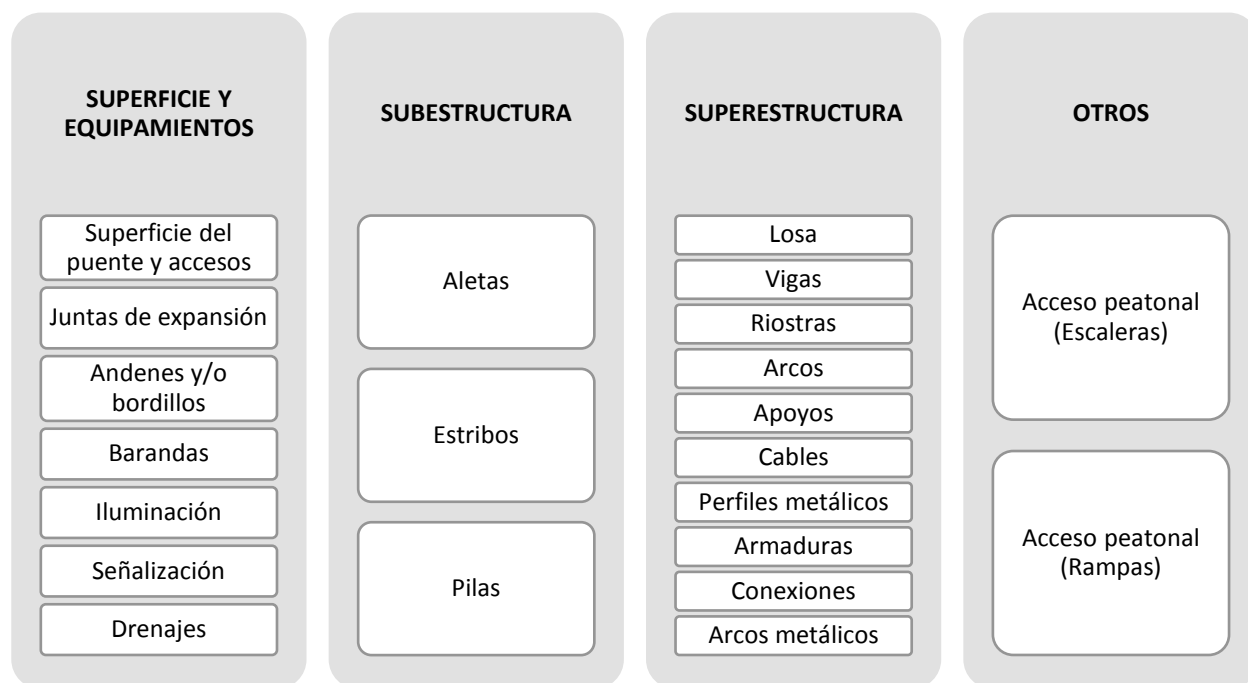


Figura 1. Elementos que conforman un puente

Fuente: adaptado de (Universidad Nacional de Colombia, & INVÍAS., 2006)

2.2 Cargas

Según el código colombiano de diseño sísmico de puentes 2014 (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica AIS , 2014) (American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO , 2012-2014.), en la sección de cargas y factores de cargas se deben tener en cuenta las cargas permanentes y las cargas transitorias.

2.2.1 Cargas permanentes. Las cargas permanentes hacen referencia a las cargas muertas y a las cargas de suelo. En la tabla 2. se presenta la descripción y nomenclatura de cargas.

Las cargas muertas DC, DW y EV, incluyen el peso de todos los componentes futuros y proyectados, que hacen parte de la estructura. Es decir, que se debe considerar el peso propio de la estructura, teniendo en cuenta las dimensiones geométricas de la misma.

Tabla 2.

Cargas permanentes en puentes

Nomenclatura	Descripción
CR	Fuerzas debida al flujo plástico
DD	Fuerza de fricción negativa
DC	Peso de componentes estructurales y de accesorios no estructurales
DW	Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones
EH	Empuje de fuerzas
EL	Fuerzas misceláneas resultantes del proceso de construcción
ES	Sobrecarga de suelo
EV	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PS	Fuerzas secundarias a pretensado
SH	Fuerzas debidas a retracción

Fuente: adaptado de (American Association of State Highway and Transportation Officials

AASHTO , 2012-2014.)

2.2.2 Cargas transitorias. Las cargas transitorias son aquellas que no son permanentes, es decir, son temporales o varían ligeramente con el tiempo. Son las producidas por vehículos, peatones y eventos naturales. Hacen parte de las cargas transitorias, las mostradas en la tabla 3.

Tabla 3.

Cargas transitorias en puentes

Nomenclatura	Descripción
BL	Carga de explosión
BR	Fuerza de frenado
CE	Fuerza centrífuga vehicular
CT	Fuerza de colisión vehicular
CV	Fuerza de colisión de embarcaciones
EQ	Carga sísmica
FR	Carga de fricción
IC	Carga de hielo
IM	Incremento de carga dinámica vehicular
LL	Carga viva vehicular
LS	Sobrecarga de carga viva
PL	Carga viva peatonal
SE	Fuerzas debidas al asentamiento
TG	Fuerzas debidas a gradiente de temperatura
TU	Fuerzas debidas a temperatura uniforme
WA	Carga de agua y presión de la corriente
WL	Carga de viento sobre la carga viva
WS	Carga de viento sobre la estructura

Fuente: adaptado de (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica AIS , 2014)

2.2.3 Combinaciones de cargas. Para el análisis y diseño estructural se utilizarán las combinaciones de carga descritas en el código colombiano de diseño sísmico de puentes 2014 en

la sección de cargas y factores de cargas. En el *Apéndice A. Combinaciones de carga*, en las Tablas A.1, A.2, A.3 se muestran los coeficientes que presenta el CCDSP-14 en el que se resumen todas las combinaciones de carga.

2.3 Estabilidad de volumen y control de fisuración del concreto.

El concreto cambia ligeramente de volumen por varias razones y comprender la naturaleza de estos cambios es útil para planear o el analizar las obras en concreto. Si el concreto fuera libre de cualquier restricción para deformarse, los cambios normales de volumen tendrían pocas consecuencias, pero, como el concreto en servicio normalmente se restringe por los cimientos sub-rasantes, refuerzo o elementos conectados, se pueden desarrollar esfuerzos considerables. Esto es principalmente verdad para los esfuerzos de tensión (tracción).

Las fisuras se desarrollan porque el concreto es relativamente débil en tensión, pero bastante resistente a compresión. El control de las variables que afectan los cambios de volumen puede minimizar las tensiones elevadas y el agrietamiento. La anchura tolerable de las fisuras se debe considerar en el diseño estructural.

El cambio del volumen del concreto trata de la expansión lineal y la contracción ocasionada por ciclos de temperatura y humedad. Sin embargo, los efectos químicos como la retracción por carbonatación, el ataque de sulfatos y la expansión perjudicial resultante de la reacción álcali-agregado también pueden causar cambios de volumen. También son importantes los cambios elástico e inelástico en las dimensiones o formas, que ocurren instantáneamente bajo la aplicación del esfuerzo.

2.3.1 Cambios de volumen en edad temprana. El cambio del volumen del concreto empieza justo después del colado. Los cambios tempranos de volumen, durante las primeras 24 horas, pueden influenciar los cambios de volumen y la formación de fisuras en el concreto endurecido (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.). A continuación, se presentan algunas clases de cambios de volumen en edad temprana.

2.3.1.1 Contracción Química. La contracción química se refiere a la reducción en el volumen absoluto de sólidos y líquidos de la pasta, resultante de la hidratación del concreto. El volumen absoluto de los productos hidratados del cemento es menor que el del cemento y del agua antes de la hidratación. Este cambio del volumen de las pastas de cemento en el estado plástico se representa por las dos primeras barras de la figura 2. No están incluidas las burbujas de aire del mezclado. La retracción química continúa a ocurrir en una escala microscópica, mientras que el cemento se hidrata. Después del fraguado inicial, la pasta no se puede deformar tanto cuanto en el estado plástico. Por lo tanto, se compensan la hidratación y la contracción química adicionales con la formación de vacíos en la microestructura como se muestra en la figura 2. La mayor parte de este cambio de volumen es interna y no cambia considerablemente las dimensiones externas visibles del elemento de concreto. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.)

2.3.1.2 Contracción Autógena. La contracción autógena es la reducción macroscópica del volumen (cambio dimensional visible) de la pasta de cemento, mortero o concreto, causada por la hidratación del cemento. La reducción macroscópica del volumen de la contracción autógena es mucho menor que la reducción del volumen absoluto de la contracción química, debido a la rigidez de la estructura de la pasta endurecida. La contracción química es la fuerza que conduce a la retracción autógena. La relación entre contracción autógena y retracción química se presenta

en las figuras 2, 3, 4. Algunos investigadores y organizaciones consideran que la contracción autógena empieza con el inicio del fraguado y otros la evalúan desde el momento de la colocación del concreto. (Hammer, 1999).

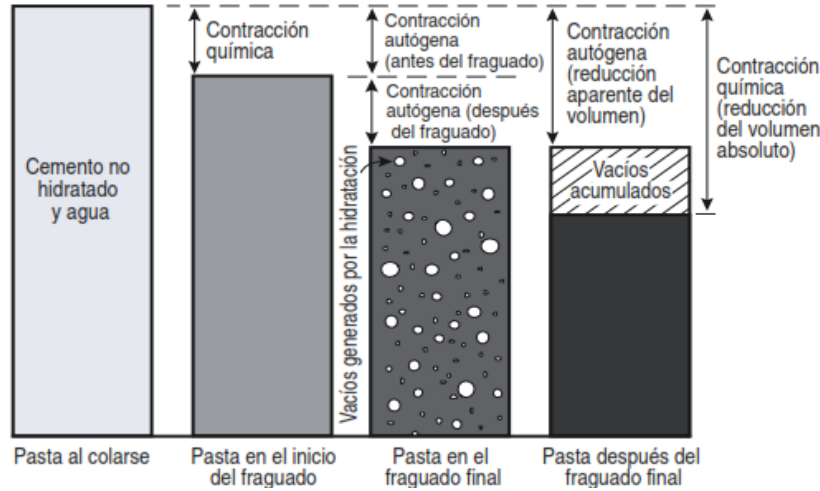


Figura 2. Cambios de volumen por contracción química y retracción autógena de pasta fresca y endurecida.

Fuente: (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.)

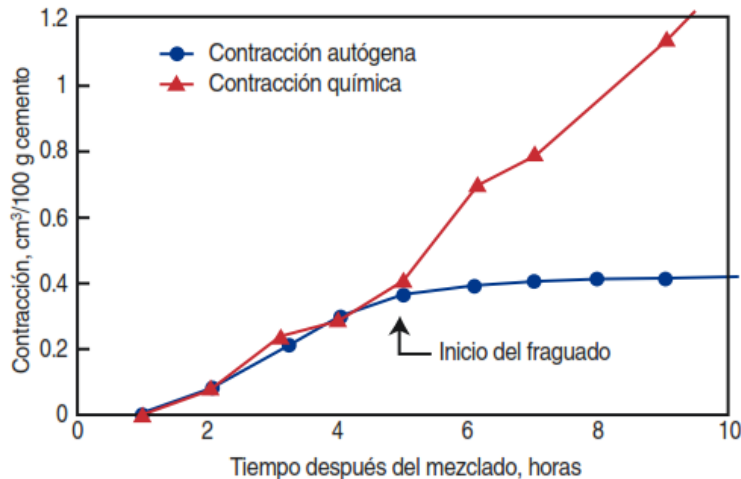


Figura 3. Relación entre contracción autógena y contracción química de la pasta de cemento en edades tempranas

Fuente: (Hammer, 1999)

Cuando hay agua externa disponible, la contracción autógena no puede ocurrir. Cuando el agua externa no está disponible, la hidratación del cemento consume el agua de los poros, resultando en auto desecación de la pasta y en una reducción uniforme del volumen (Copeland & Bragg, 1955) La contracción autógena aumenta con la disminución de la relación agua-cemento y con el aumento de la cantidad de pasta de cemento. (Holt, 2001). El uso reciente de concretos de alto desempeño y baja relación agua-cemento, en puentes y otras estructuras, ha reanudado el interés en la contracción autógena, a fin de controlar el desarrollo de fisuras. Los concretos altamente susceptibles a contracción autógena se deben curar con agua externa, por un periodo de, por lo menos, 7 días a fin de ayudar a controlar el desarrollo de grietas. Se deben fornecer el rociado y la niebla, tan pronto se coloca el concreto. Además del ajuste del contenido de pasta y de la relación agua-cemento, se puede reducir la contracción autógena con el uso de aditivos reductores de retracción o técnicas de curado interno.

2.3.1.3 Hundimiento o asentamiento. El hundimiento o asentamiento se refiere a la contracción vertical de los materiales cementantes frescos, antes del inicio de fraguado, y es resultado del sangrado o la exudación (asentamiento de los sólidos con relación a los líquidos), de la subida de los vacíos de aire hacia la superficie y de la contracción química. El hundimiento del concreto bien consolidado, con un sangrado mínimo, es insignificante. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.).

2.3.1.4 Contracción Plástica. Contracción plástica se refiere a los cambios que ocurren mientras el concreto aún está en estado fresco, antes de endurecerse. Normalmente, se presenta en la forma de fisuras por contracción plástica, que ocurren antes o durante el acabado. La

contracción plástica se puede controlar con la disminución de la evaporación de la superficie a través del uso de rociado, rompevientos, sombreado, cubiertas de láminas de plástico, arpillera húmeda, retardadores de evaporación y fibras plásticas. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.)

2.3.1.5 Hinchazón. El concreto, el mortero y la pasta de cemento se hinchan con la presencia de agua externa. El volumen de la masa del concreto aumenta cuando el agua externa reemplaza el agua drenada de los capilares por la contracción química. Como no hay autodesecación, no hay contracción autógena. La hinchazón ocurre debido a la combinación del crecimiento de los cristales, absorción de agua y presión osmótica. La magnitud de la hinchazón no es muy grande, sólo cerca de 50 millonésimos en las edades tempranas como se ilustra en la figura 4. Cuando se remueve la fuente de agua externa, las contracciones autógenas y de secado revierten el cambio de volumen. (Aïtcin, 1999).

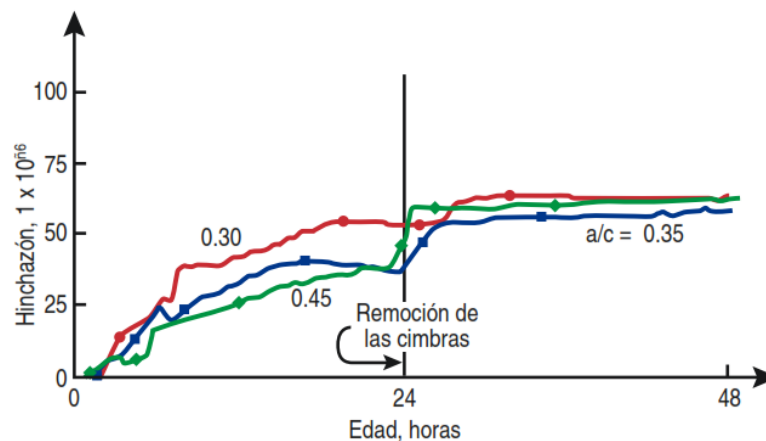


Figura 4. Hinchazón en edad temprana de especímenes de concreto de (100 x 100 x 375 mm) curados bajo agua

Fuente: (Aïtcin, 1999)

2.3.1.6 Expansión Térmica Temprana. A medida que el cemento se hidrata, la reacción exotérmica fornece una cantidad significativa de calor. En elementos de grandes volúmenes, el calor se retiene y no se disipa como en los elementos menores. Este aumento de temperatura, que ocurre durante las primeras horas y días, puede inducir a una pequeña expansión que compensa las contracciones autógenas y de secado (Holt, 2001)

2.3.1.7 cambios de temperatura en el concreto endurecido. El concreto se expande ligeramente con el aumento de la temperatura y se contrae a medida que ésta disminuye, aunque se puede expandir levemente cuando el agua libre en el concreto se congela. Los cambios de temperatura se pueden causar por condiciones ambientales o por la hidratación del cemento. Un valor promedio del coeficiente de expansión térmica del concreto es cerca de 10 millonésimos por grado Celsius, a pesar que se observaron valores variando de 6 a 13 millonésimos por grado Celsius. Esto resulta en cambios de longitud de 5 mm por 10 metros de concreto, sometidos a aumento o disminución de temperatura de 50°C. El coeficiente de expansión térmica para el concreto estructural de baja densidad (ligero) varía de 7 a 11 millonésimos por grado Celsius. El coeficiente de expansión térmica del concreto se puede determinar a través de la AASHTO TP 60. La expansión y la contracción térmica del concreto varían con factores tales como el tipo de agregado, el contenido de cemento, la relación agua-cemento, la variación de la temperatura, la edad del concreto y la humedad relativa. De éstos, el tipo de agregado tiene la mayor influencia. (Davis, 1930).

La Tabla 4 enseña algunos valores experimentales del coeficiente de expansión térmica de concretos producidos con varios tipos de agregados. Estos datos se obtuvieron a través de

pruebas en especímenes pequeños, en los cuales todos los factores fueron los mismos, con excepción del tipo de agregado. En cada caso, el agregado fino era del mismo material que el agregado grueso.

Tabla 4.

Efecto del tipo de agregado sobre el coeficiente de expansión térmica del concreto

Tipo de agregado	Coeficiente de expansión,	Coeficiente de expansión,
	millonésimos por °C	millonésimos por °F
Cuarzo	11.9	6.6
Arenisca	11.7	6.5
Grava	10.8	6.0
Granito	9.5	5.3
Basalto	8.6	4.8
Caliza	6.8	3.8

Los coeficientes de concretos producidos con agregados de diferentes fuentes pueden variar ampliamente de estos valores, especialmente aquéllos para gravas, granitos y calizas.

Fuente: (Davis, 1930)

Los cambios de temperatura que resultan en encogimientos pueden fisurar los elementos de concreto que son altamente restringidos por otra parte de la estructura o por fricción (rozamiento) con el terreno. Considere un miembro de concreto largo, restringido, colado sin juntas, que, después del curado húmedo, tuvo una disminución de temperatura. A medida que su temperatura baja, el concreto tiende a acortarse, pero no lo consigue pues está restringido longitudinalmente. Los esfuerzos de tracción (tensión) resultantes pueden agrietar el concreto. Tanto la resistencia a tracción del concreto como el módulo de elasticidad del concreto se pueden asumir como proporcionales a la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto, y los cálculos enseñan que una caída muy acentuada de la temperatura va a agrietar el concreto, a pesar de su

edad o resistencia, desde que el coeficiente de expansión no cambie con la variación de temperatura y el concreto esté totalmente restringido (FHWA & Transtec, 2001) (PCA, 1982)

En la figura 5 se ilustra la expansión térmica del concreto utilizando diferentes tipos de agregado en la dosificación.

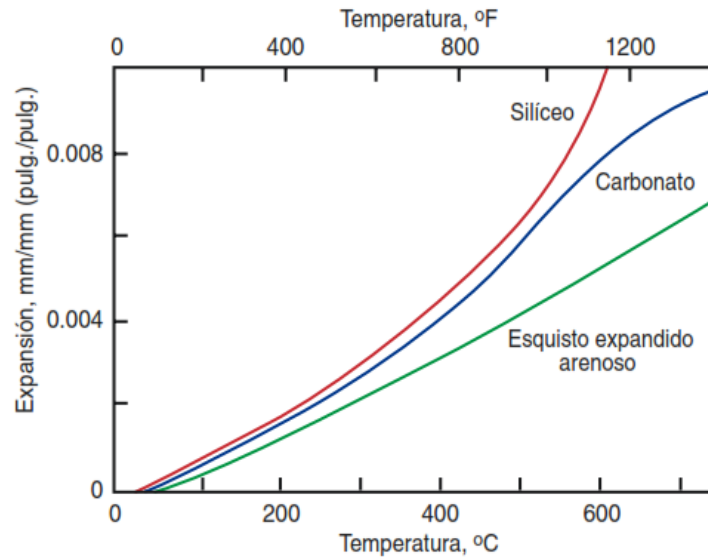


Figura 5. Expansión térmica del concreto variando el tipo de agregado en la dosificación

Fuente: (Abrams, 1977)

2.3.2 fluencia del concreto (Creep). Cuando se carga el concreto, la deformación causada por la carga se puede dividir en dos partes: la deformación que ocurre inmediatamente (deformación unitaria elástica) y deformación dependiente del tiempo, la cual empieza inmediatamente, pero continúa a una tasa decreciente durante el periodo que el concreto esté cargado. Esta última deformación se llama fluencia.

La cantidad de fluencia es dependiente de: (1) magnitud del esfuerzo, (2) edad y resistencia del concreto cuando se aplica el esfuerzo y (3) periodo de tiempo que se aplica el esfuerzo en el concreto. También se afecta por otros factores relacionados a la calidad del concreto y a las

condiciones de exposición, tales como (1) tipo, cantidad y tamaño máximo del agregado, (2) tipo del material cementante, (3) cantidad de pasta de cemento, (4) tamaño y forma del elemento de concreto, (5) relación entre volumen y área del elemento de concreto, (6) cantidad de acero de refuerzo, (7) condiciones antes del inicio del curado y (8) temperatura y humedad ambiente.

Dentro del rango normal de esfuerzos, la fluencia es proporcional al esfuerzo. En concretos relativamente de poca edad, el cambio en el volumen o longitud, debido a la fluencia, es, en gran medida, irrecuperable, mientras que, en concretos de mayor edad o más secos, es, en gran medida, recuperable. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.).

Las curvas de fluencia enseñadas en la figura 6 se basan en pruebas conducidas bajo condiciones de laboratorio, de acuerdo con la ASTM C 512. Se cargaron los cilindros hasta cerca 40% de su resistencia a compresión. Se usaron los cilindros hermanos, no sometidos a cargas, a fin de medir la retracción por secado, la cual fue descontada de la deformación de los especímenes cargados para determinarse la fluencia. Se permitió que los cilindros se secaran durante el cargamento, a excepción a aquéllos marcados “sellados”. Las dos curvas de 28 días para cada resistencia del concreto, en la figura 6, se muestra que la fluencia en el concreto cargado, bajo condiciones de secado, es mayor que la fluencia del concreto sellado, protegido contra el secado. Los especímenes de concretos cargados a edades tardías van a tener menos fluencia que aquéllos cargados a edades tempranas. Se puede observar que a medida que la resistencia del concreto disminuye, la fluencia aumenta. La figura 7 ilustra la recuperación de la deformación unitaria elástica y de la fluencia, después de la remoción de la carga. (Russell & Corley, 1977).

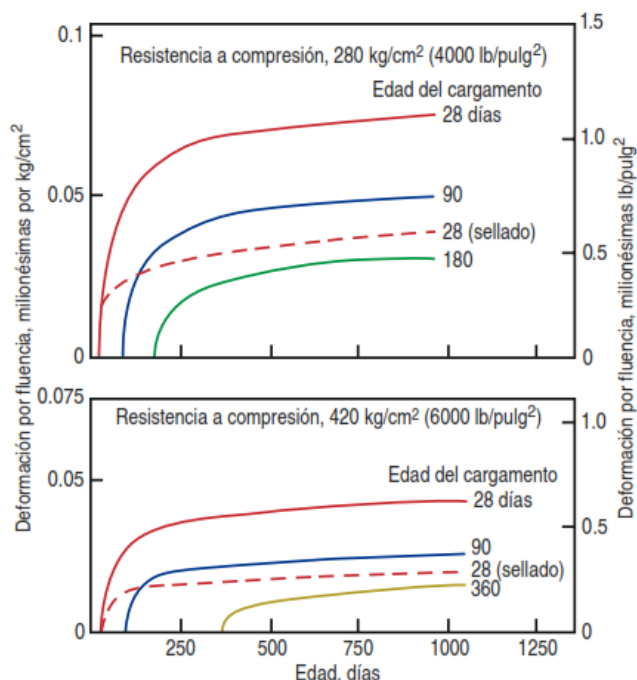


Figura 6. Relación entre tiempo y edad de carga para la fluencia de dos concretos con diferentes resistencias.

Fuente: (Russell & Corley, 1977)

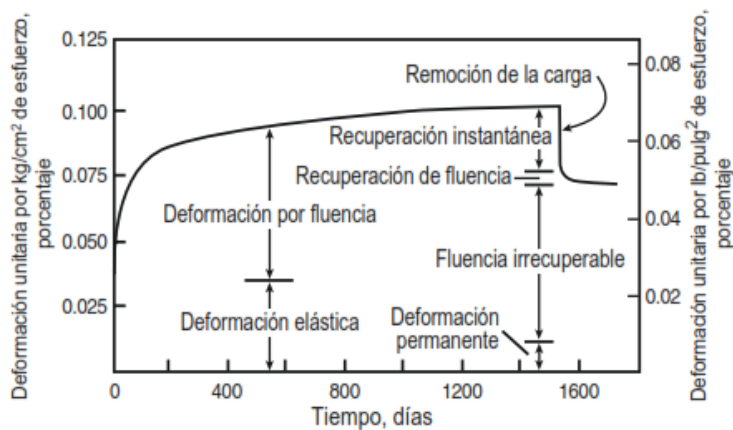


Figura 7. Curva combinada de deformación unitaria elástica y fluencia, mostrando la magnitud de recuperación

Notas: Los cilindros fueron cargados a los 8 días de edad, Los esfuerzos aplicados fueron del 25% de la resistencia a la compresión

Fuente: (Hansen y Mattock)

2.3.3 Juntas. Las juntas son el método más eficiente para el control de las fisuras. Si no se permite el movimiento del concreto (muros, losas, pavimentos) a través de juntas adecuadamente espaciadas para que la contracción por secado y la retracción por temperatura sean acomodadas, la formación de fisuras aleatorias va a ocurrir. Las juntas de contracción permiten el movimiento en el plano de la losa o del muro. Estas juntas se extienden hasta una profundidad aproximada de $1/4$ del espesor del concreto.

Juntas de aislamiento separan una parte del concreto de otras partes de la estructura y permiten movimientos horizontales y verticales. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, s.f.).

2.4 Alternativas de continuidad en puentes

Los puentes tradicionales utilizan juntas de dilatación que permiten desplazamientos controlados para mitigar los efectos generados por el movimiento de la superestructura debido al cambio de volumen del concreto. Sin embargo, el uso de juntas de expansión sobre los apoyos, puede requerir importantes gastos de mantenimiento del puente.

Varios proyectistas han adoptado medidas para eliminar las juntas de dilatación en los puentes y limitar su uso a las ubicaciones en las losas de proximidad solamente, como se ilustra en la figura 8. Los puentes que utilizan estas características se denominan puentes sin juntas o puentes integrales. En las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD no se presenta requisitos para la longitud máxima permitida del puente sin juntas de dilatación. Muchas agencias de carreteras estatales permiten eliminar las juntas de expansiones para puentes que tienen menos de 198 m de largo con vigas de hormigón. Sin embargo, existen varios ejemplos de

puentes de más de 300 m de largo que han funcionado bien sin juntas de dilatación (Maher, K. 2016).

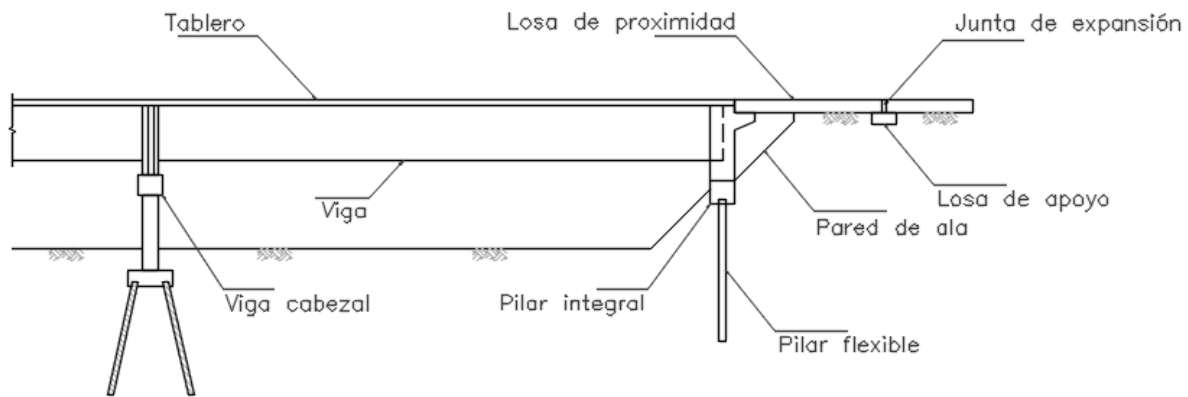


Figura 8. Elevación típica de un puente sin juntas

Fuente: (Maher, K. 2016).

A continuación, se presentan algunas opciones de sistemas estructurales de puentes según su continuidad que permiten eliminar las juntas de expansión.

2.4.1 Puentes simplemente apoyados con continuidad en el tablero. En este enfoque, la losa es continua a través de la unión en la zona de apoyos, la losa se desprende de las vigas, cierta longitud a ambos lados de la junta. Este detalle reduce el agrietamiento en la losa continua de la cubierta distribuyendo las deformaciones que experimenta sobre una mayor distancia. Este método tiene alguna ventaja sobre los detalles que proporcionan la continuidad completa, como fácil proceso de construcción y un pequeño manejo de hormigón *in situ* (Matteo, A. 2015). A

continuación, se presentan 2 alternativas de sistemas de continuidad parcial de la superestructura mediante la unión de la losa.

La continuidad parcial es un método que proporciona continuidad únicamente al tablero, en el cual las vigas se diseñan como simplemente apoyadas. Esto significa que no puede ocurrir ninguna redistribución de los efectos de carga vertical entre tramos adyacentes. Esto se aplica a todas las cargas verticales, incluyendo el peso propio y la carga variable.

En la figura 9 se ilustran dos posibles soluciones constructivas de la alternativa 1, donde la continuidad se limita únicamente al tablero. El tablero se separa de las vigas que los soportan aproximadamente una longitud de 1,5 m con una capa de material deformable, que puede ser poliestireno expandido (icopor) En la figura 9(b) se presenta una variante de la alternativa 1 donde la parte superior de la viga se refuerza, y en una segunda etapa vierte el concreto, reemplazando las vigas diafragmas típicas de puentes. (fib, 2004).

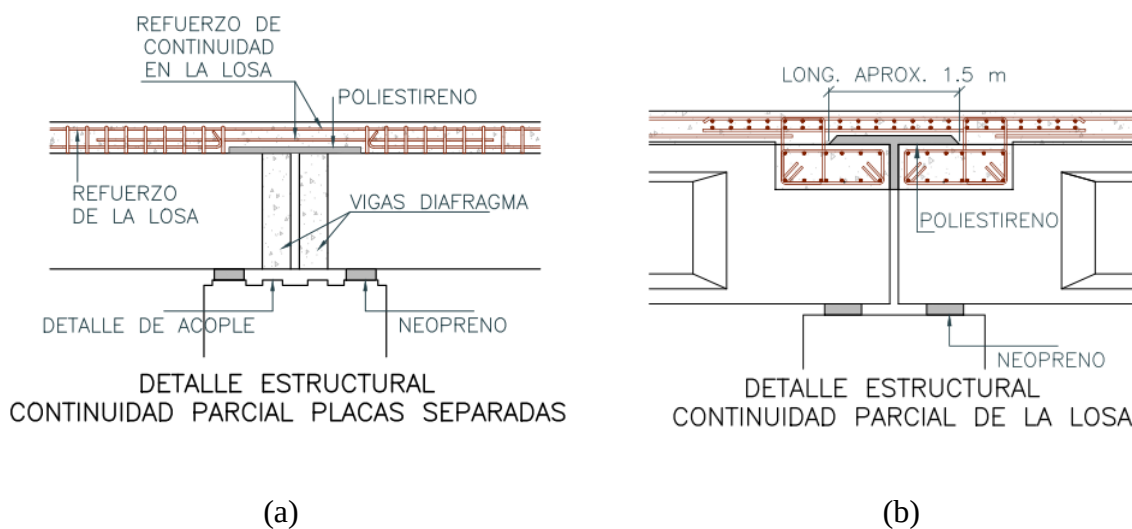


Figura 9. Detalle de continuidad parcial - Alternativa 1

Fuente: (fib, 2004).

Características típicas:

1. Se proporcionan neoprenos y diafragmas separados para cada tramo
2. Permite rotación debido a la separación entre la losa y las vigas en las zonas de apoyo.
3. No presenta continuidad de momento entre vanos adyacentes por no haber refuerzo de continuidad en las vigas adyacentes.

En la segunda alternativa, la superestructura está diseñada y construida de manera convencional para puentes de múltiples vanos simplemente apoyados, con diafragmas transversales en los extremos de viga. Los extremos de la viga se apoyan sobre neoprenos. Las barras de refuerzo longitudinal se incorporan en la losa a profundidad media para amarrar las losas con la viga difra, eliminando el movimiento de expansión a nivel de tablero simulando una junta rotacional del tablero. Para permitir esta rotación, las barras se desarrollan a ambos lados de la articulación (*fib*, 2004). Como se muestra en la figura 10.

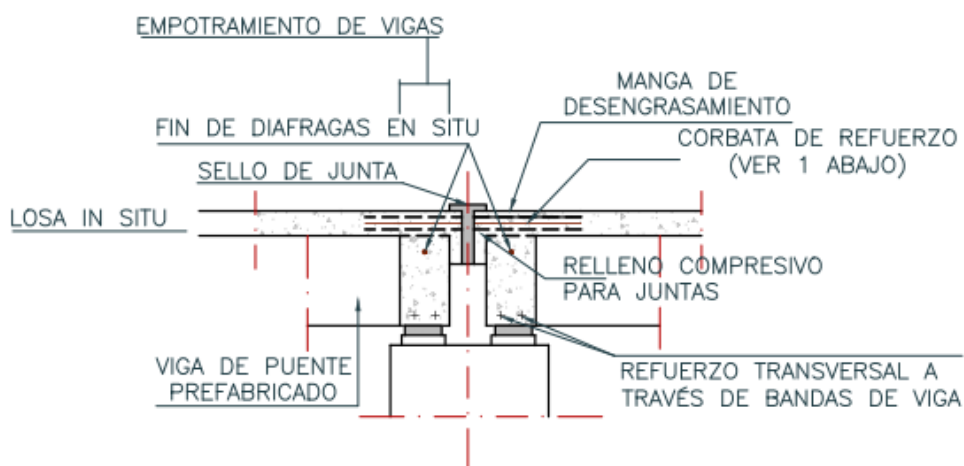


Figura 10. Detalle de continuidad parcial - Alternativa 2

Fuente: (*fib*, 2004).

Características típicas:

1. El refuerzo a profundidad media de la losa se desarrolla cierta longitud a cada lado de la junta para permitir la rotación del tablero.
2. No hay momento de continuidad entre los vanos adyacentes.
3. Las losas entre vanos se separan utilizando relleno resistente a esfuerzos de compresión en la junta, pero la impermeabilización de la superficie de la losa es continua y se proporcionan sellos especiales sobre la junta para una doble protección.
4. Se proporcionan neoprenos separados y diafragmas al final de cada tramo.

2.4.2 Puentes con vigas de carga continua. Los puentes de múltiples vanos con continuidad mecánica entre tramos adyacentes se realizan mediante la conexión de las vigas del puente con una detallado de hormigón armado en las zonas de apoyos intermedios. La construcción se realiza en dos etapas:

- En la primera etapa, las vigas son simplemente apoyadas y resisten su propio peso más la carga del encofrado y el hormigón húmedo de la fundida de la losa.
- En la segunda etapa, después del endurecimiento del hormigón *in situ*, la estructura se hace continua, pero sólo para la carga de servicio.

En un sistema común de continuidad de la superestructura las vigas de cada vano se apoyan simplemente sobre neoprenos. El hormigón de la viga diafragma se puede colocar a una altura parcial como se muestra en la figura 11. El refuerzo longitudinal colocado en la losa sobre los apoyos, está diseñado para resistir todas las solicitaciones como una superestructura compuesta de tramo continuo. Este sistema es muy popular, especialmente en zonas donde los químicos de

deshielo pueden crear un deterioro significativo de los puentes con juntas de dilatación. Se ha desempeñado bien durante más de 40 años y es muy común en países, como Canadá, España, Reino Unido, Francia, Italia, Bélgica y Brasil. (fib, 2004).

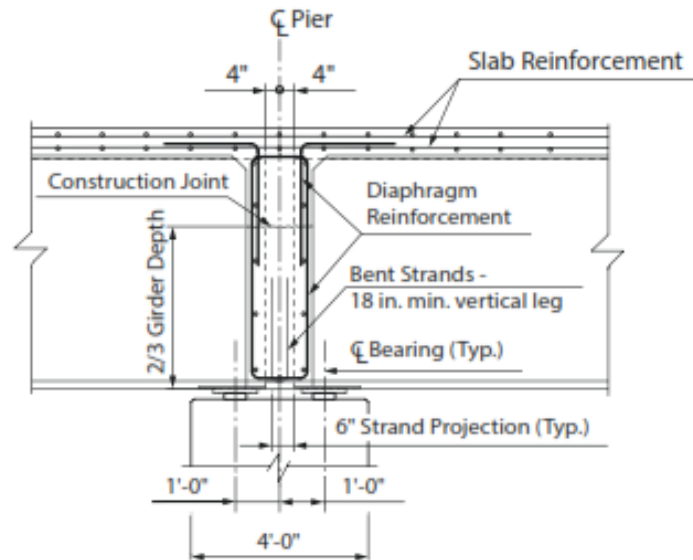


Figura 11. Detalle de diafragma de viga cabezal con rodamientos de expansión fijos

Fuente: tomado de (fib, 2004).

El comportamiento de este sistema se complica por los efectos de interacción de la fluencia y la contracción del hormigón, el gradiente térmico, la redistribución de momentos debida al agrietamiento y la interacción suelo-estructura. En el artículo 5.14.1.4 de las especificaciones AASHTO LRFD se permite a los diseñadores utilizar uno de los cuatro métodos de diseño. Debido a la complejidad para aplicar el método teórico, a menudo se emplea el método empírico más simple y más conservador, pero implica los siguientes dos requisitos:

(a) Las vigas deben tener 90 días de edad antes de vaciar el concreto *in situ* para conectarlas con el diafragma.

(b) El refuerzo para el momento positivo debe proporcionar una resistencia a flexión del 1.2 veces el momento de sollicitación.

La figura 12 muestra un ejemplo de un puente diseñado y construido en Nebraska usando el enfoque simplificado.



Figura 12. Puente Fairview Road sobre la interestatal 80, cerca de Omaha, Nebraska, utilizando continuidad para cargas de servicio.

Fuente: (*e-construct. USA*).

2.4.3 Filosofía de análisis y diseño. El comportamiento de sistemas continuos de vigas de puentes, donde la continuidad se debe a la losa de enlace únicamente, se puede analizar utilizando métodos convencionales como, por ejemplo, el método de la viga conjugada, ecuación de tres momentos, líneas de influencia, entre otros. La losa de enlace no induce rotaciones iguales en cada lado del apoyo debido al alargamiento causado por la fuerza de tensión en la losa de enlace y, por tanto, no existe compatibilidad rotacional. La figura 13 se proporciona para ilustrar el comportamiento del sistema de vigas con losa de enlace. La figura muestra las

deformaciones en las vigas de un puente con una cubierta sin juntas bajo condiciones generales de carga. Las deformaciones conducen a la elongación de la losa de unión y como resultado, se desarrolla una fuerza de tensión en la losa de unión, que genera un momento de continuidad en el apoyo interior.

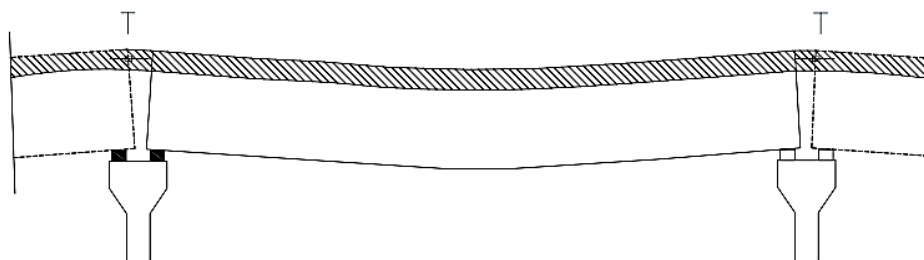


Figura 13. Continuidad causada por la losa de enlace del puente.

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

El Departamento de Transporte de Michigan en conjunto con el Departamento de Transporte de Carolina del Norte han construido una serie de losas de concreto en Michigan. Estas placas de enlace están diseñadas de acuerdo con las directrices propuestas por (Zia et al, 1995) y (Caner, A. & P. Zia, 1998). Estas directrices se basan en investigaciones previas sobre análisis teóricos y experimentos de laboratorio de puentes simplemente apoyados tanto de acero como de vigas de hormigón pretensado que utilizan losas de enlace de hormigón para crear cubiertas sin juntas.

Longitud de la losa de enlace

Para empezar, se determina la longitud de las extensiones de la losa de enlace. La longitud total de la losa de enlace y la longitud de la zona de desbaste de la losa de enlace se calculan en las ecuaciones 2.1 y 2.2, respectivamente. La zona de desbaste es la sección central de la losa de

enlace en la que no van conectores de corte entre la viga y la cubierta para evitar la acción compuesta entre la viga y la losa como se ilustra en la figura 14. Eliminar la acción compuesta dentro de la losa de enlace permite que funcione como una articulación entre los dos tramos adyacentes, hasta el 5% de la longitud de la losa adyacente puede ser desunida sin afectar la suposición de diseño de elementos simplemente apoyados (Zia et al, 1995)

$$L_{ls} = 0.075 * (L_1 + L_2) + G_{1-2} \quad (2.1)$$

$$L_{dz} = 0.05 * (L_1 + L_2) + G_{1-2} \quad (2.2)$$

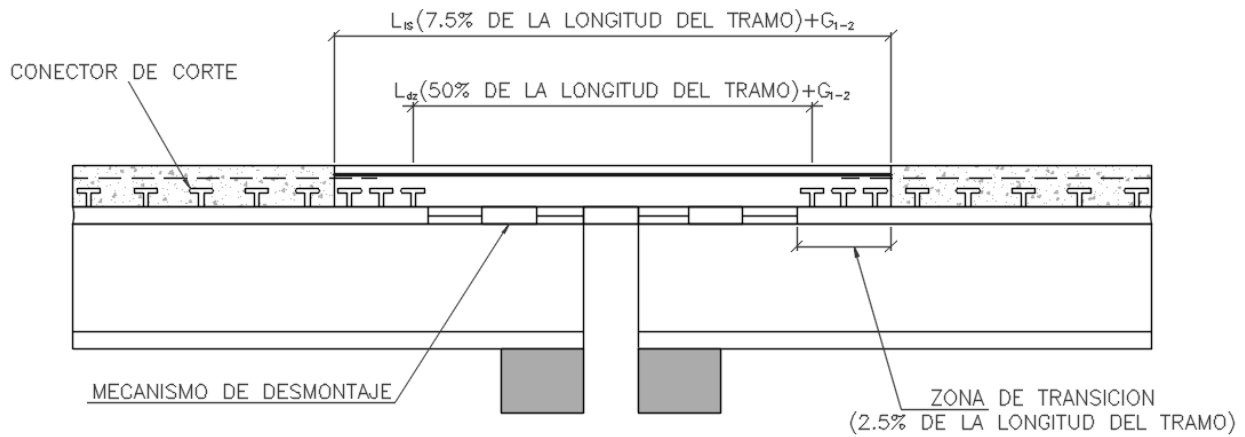


Figura 14. Ilustración de la longitud de las extensiones en la losa de enlace.

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

Donde: L_{ls} es la longitud total de la losa de enlace en mm, L_1 y L_2 son las longitudes de los dos tramos adyacentes en mm, G_{1-2} es la longitud entre las vigas de los dos tramos adyacentes en mm, y L_{dz} es la longitud de la zona de desbaste de la losa de enlace en mm.

Fuera de la zona de desbaste en cada extremo de la losa de enlace están las zonas de transición en las que se restablecen la conexión de corte y la acción compuesta entre la viga y la

losa. Debido a los altos esfuerzos de corte dentro de la región, el número de conectores de corte requerido por el código AASHTO de diseño se incrementa en un 50%. (Li, V.C., 2003)

Rotaciones y momento de inercia no fisurado en la losa de enlace

Después del cálculo de la longitud de la losa de enlace, se deben determinar los ángulos máximos de rotación final de los tramos de puente adyacentes debidos a la carga viva. La rotación es una función de la deflexión máxima permisible y la longitud de los tramos adyacentes como se muestra en la ecuación 2.3. El momento de inercia no fisurado se calcula por metro de ancho en la losa de enlace usando la expresión mostrada en la ecuación 2.4.

$$\theta_{\max} = \Delta_{\max-\text{corto}} (3/L_{\text{corto}}) \quad (2.3)$$

$$I_{\text{ls}} = (1000\text{mm}) * t_s^3 / 12 \quad (2.4)$$

Donde: $\theta_{\max}$ es el ángulo máximo de rotación final en radianes, $\Delta_{\max-\text{corto}}$ es la deflexión máxima permisible de la menor de los dos tramos adyacentes en mm; L_{corto} es la longitud de tramo del tramo corto de los dos tramos adyacentes en mm. I_{ls} es el momento de inercia de la losa de enlace por metro de ancho en mm⁴; y t_s es el espesor de la losa del puente en mm.

Momento de flexión

Utilizando la rotación extrema máxima de los tramos adyacentes y el momento de inercia de la losa de enlace, se calcula el momento de flexión M_{ls} por metro de ancho inducido por las rotaciones impuestas en la losa de enlace en kN-m, utilizando la ecuación 2.5.

$$M_{\text{ls}} = (2 * E * I_{\text{ls}} * 0.001/L_{\text{dz}}) \theta_{\max} \quad (2.5)$$

Donde: M_{ls} es el momento de flexión inducido en la losa de enlace en mm, E es el módulo de elasticidad del acero; I_{ls} es el momento de inercia de la losa de enlace por metro de ancho en mm⁴; L_{dz} es la longitud de la zona de desbaste de la losa de enlace en mm y Θ_{max} es el ángulo máximo de rotación en radianes.

Comportamiento según el tipo de apoyos.

El tipo de apoyos utilizado influye en el comportamiento del sistema. Si se utilizan apoyos articulados como se ilustra en la figura 15 (a), se evita que el fondo de las vigas se mueva longitudinalmente. En este caso, el apoyo desarrolla una reacción a la fuerza de tensión en la losa de unión. En el caso de apoyos simples, la fuerza de tracción sólo puede ser resistida por el apoyo articulado en el otro extremo de la viga como se ilustra en la figura 15 (b). Esta diferencia en las reacciones conduce a comportamientos diferentes. Por simplicidad, la configuración de apoyos articulados se denominará RHHR y la configuración de apoyo simple como HRRH, donde H representa un apoyo articulado y R un apoyo simple. (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005) propone el uso de una extensión del método de la ecuación de tres momentos para el análisis de puentes con cubiertas sin juntas.

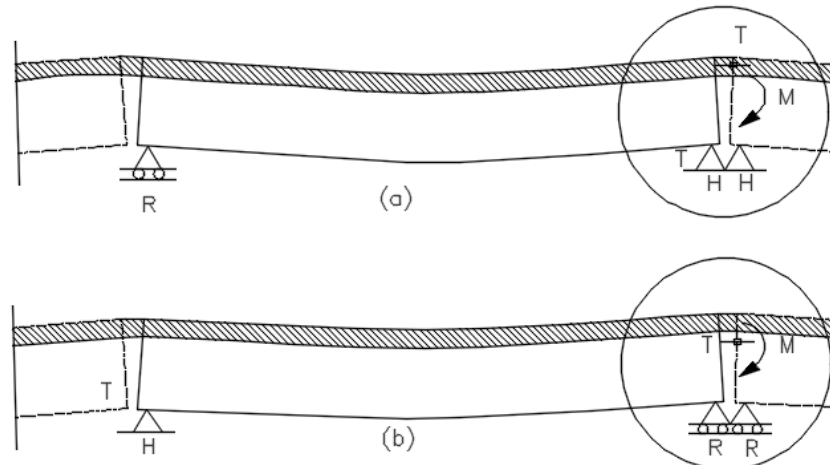


Figura 15. Efecto del tipo de apoyo en la continuidad de sistemas de superestructuras sin juntas.

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

Ecuación modificada de tres momentos

Uno de los métodos más populares para analizar vigas continuas es la ecuación de tres momentos, considerando dos tramos adyacentes para una carga genérica como se ilustra en la figura 15; la ecuación 2.6 representa la ecuación de los tres momentos.

$$M_0 \frac{L_L}{(EI)_L} + 2M_1 \left[\frac{L_L}{(EI)_L} + \frac{L_R}{(EI)_R} \right] + M_2 \frac{L_R}{(EI)_R} = -6 \left[\frac{r_{1L}}{(EI)_L} + \frac{r_{1R}}{(EI)_R} \right] \quad (2.6)$$

Donde: M_i = momentos de continuidad en los apoyos; r_{1L} y r_{1R} = reacciones en el apoyo central debido a la carga elástica, M / EI ; EI y L son, respectivamente, la rigidez a flexión y la longitud del tramo.

Aplicar la ecuación 2.6 al sistema en cuestión no es posible porque las rotaciones de las vigas en ambos lados del soporte son diferentes, (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005) propone una modificación de la ecuación de tres momentos donde la extensión de la losa de enlace se utiliza como condición de compatibilidad. La extensión de la conexión puede expresarse en función de las rotaciones finales (Φ), causadas por las cargas aplicadas y las rotaciones finales (θ), debido a los momentos de continuidad (M_0, M_1, M_3) como puede verse en la figura 16.

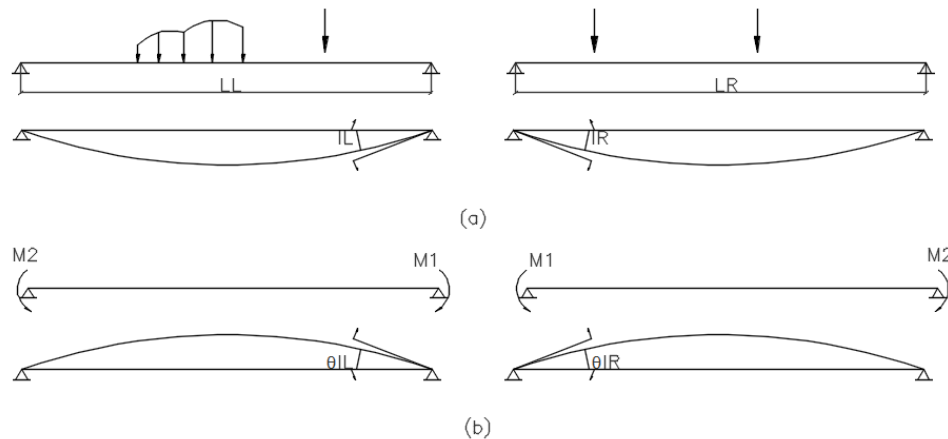


Figura 16. Deformaciones finales de un sistema continuo (a) debido a cargas y (b) debido a momentos de continuidad.

Fuente (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

La figura. 17 muestra las deformaciones en la proximidad del apoyo interior para la configuración del soporte RHHR, donde (α) es la rotación.

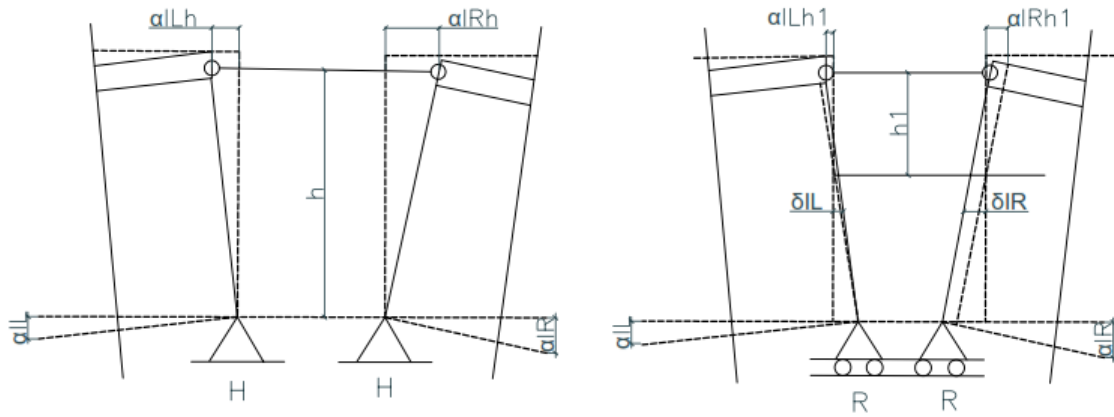


Figura 17. Movimiento de soporte en un sistema sin juntas (a) configuración de soporte con bisagras (RHHR) y (b) configuración de apoyos simples (HRRH)

Fuente (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

La ecuación modificada de los tres momentos para la configuración RHHR se puede presentar de manera simplificada con la ecuación 2.7.

$$M_0 \frac{L_L}{E_g I_{gL}} + 2M_1 \left[\frac{L_L}{E_g I_{gL}} + \frac{L_R}{E_g I_{gR}} + 3 \frac{L_{link}}{h^2 E_s A_s} \right] + M_2 \frac{L_R}{E_g I_{gR}} = -6 \left[\frac{r_{1L}}{E_g I_{gL}} + \frac{r_{1R}}{E_g I_{gR}} \right] \quad (2.7)$$

La condición de compatibilidad para el HRRH se establece estudiando la figura. 16 (b). Donde se tiene en cuenta el alargamiento de las vigas (δ_{1R}) y (δ_{1L}), debido a la fuerza de tensión resistida por el apoyo lejano. la ecuación modificada de tres momentos para el caso HRRH se puede representar de manera simplificada con la ecuación 2.8.

$$M_0 \frac{L_L}{E_g I_{gL}} + 2M_1 \left[\frac{L_L}{E_g I_{gL}} + \frac{L_R}{E_g I_{gR}} + 3 \frac{3}{h_t^2} \left(\frac{L_L}{E_g A_{gL}} + \frac{L_R}{E_g A_{gR}} + \frac{L_{link}}{E_s A_s} \right) \right] + M_2 \frac{L_R}{E_g I_{gR}} = -6 \left[\frac{r_{1L}}{E_g I_{gL}} + \frac{r_{1R}}{E_g I_{gR}} \right] \quad (2.8)$$

Debe observarse que las formulaciones propuestas suponen que la losa de enlace contribuye únicamente con rigidez axial, ignorando cualquier rigidez de flexión debido al hecho de que la losa está situada lejos del centroide de la viga (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005).

Líneas de influencia en sistemas sin juntas

Se toma un puente de dos vanos para ilustrar cómo se pueden usar las ecuaciones derivadas del método de las líneas de influencia. Para la viga en cada vano, los momentos finales, (M_0 y M_2), son iguales a cero debido a las condiciones finales. Por simplicidad, se supone que ambos vanos tienen las mismas propiedades transversales y materiales; es decir, ($I_{gL} = I_{gR} = I_g$ y $A_{gL} = A_{gR} = A_g$). Para el caso de apoyos articulados, la ecuación del momento de continuidad, (M_1), en el apoyo interior está dado por la siguiente ecuación:

$$M_1 = -\frac{1}{2} \left(\alpha(1 - \alpha^2) L_L^2 / \left[L_L + L_R + 3 \frac{L_{link}}{h^2} \frac{E_g I_g}{E_s A_s} \right] \right) = -\frac{1}{2} (\alpha(1 - \alpha^2) L_L / [1 + \beta + 3\psi]) \quad (2.9)$$

Donde: $\beta = L_R / L_L$ es la relación de longitud de vano y $\psi = (L_{link}/L_L h^2)(E_g I_g/E_s A_s)$ (coeficiente de rigidez de la losa de enlace)

En el caso de la configuración HRRH conformada por apoyos simples, se deriva la siguiente expresión para el momento de continuidad

$$M_1 = -\frac{1}{2} \left(\alpha(1 - \alpha^2) L_L / \left[1 + \beta + 3 \left\{ (1 + \beta)\lambda + \frac{\psi}{\gamma^2} \right\} \right] \right) \quad (2.10)$$

En la ecuación 5, (β) y (ψ) son como antes; (γ) = factor de forma igual a ht/h ; y (λ) = variable que explica la deformación axial de las vigas, (λ) = $I_g / ht^2 A_g$.

En la figura 18 se muestra las líneas de influencia para el momento de continuidad y el momento positivo para un puente de dos vanos iguales. Para efectos de comparación, también se presentan las líneas de influencia para el caso de una viga completamente continua y una viga simplemente apoyada. Las líneas de influencia para la tensión en las losas de enlace pueden obtenerse a partir de las ecuaciones de momento de continuidad derivadas para apoyos articulados como se muestra en la ecuación 2.10 y para apoyos simples como se muestra en la ecuación 2.11.

$$T = \frac{1}{2} (\alpha(1 - \alpha^2)L_L/[1 + \beta + 3\psi]h) \quad (2.10)$$

$$T = \frac{1}{2} \left(\alpha(1 - \alpha^2)L_L / \left[1 + \beta + 3 \left\{ (1 + \beta)\lambda + \frac{\psi}{\gamma^2} \right\} \right] h_t \right) \quad (2.11)$$

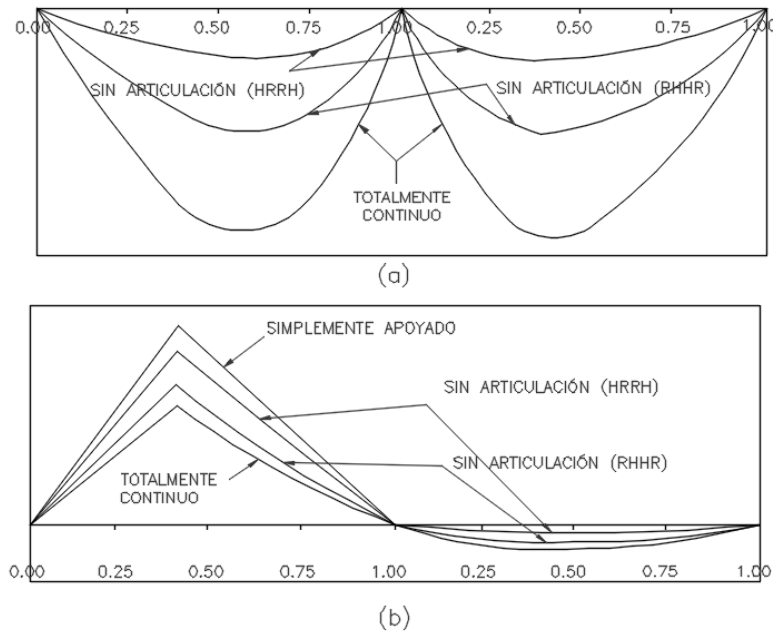


Figura 18. Líneas de influencia de un puente de dos tramos (a) momento de continuidad y (b) momento positivo en $\alpha = 0,4$

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

Coeficientes de diseño

Según (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005) la relación de momentos $M_{J-neg}: M_{FC}$ y $M_{J-pos}: M_S$ puede aproximarse por una relación lineal con respecto a la razón de amplitud (β), se puede desarrollar un gráfico generalizado para ser usado en el diseño de sistemas de losa sin juntas. Las relaciones lineales se pueden escribir como:

$$\frac{M_{J-neg}}{M_{FC}} = \Gamma_{1-neg} + \Gamma_{2-neg}\beta, \quad \frac{M_{J-pos}}{M_S} = \Gamma_{1-pos} + \Gamma_{2-pos}\beta \quad (2.12)$$

Donde: Γ_{1-neg} , Γ_{2-neg} , Γ_{1-pos} , Γ_{2-pos} : Constantes de la ecuación; Γ_1 : intercepción del eje vertical de la línea de mejor relación; Γ_2 : pendiente de la misma línea. La tabla 5 muestra los valores obtenidos para las configuraciones de RHHR.. Los valores de coeficiente de diseño para la configuración de HRRH ($\lambda = 1,0$ $\lambda = 2,0$) para variables fuera del rango de estas tablas se puede utilizar un método de interpolación.

Tabla 5.

Coeficientes de diseño Γ_{1-neg} , Γ_{2-neg} , Γ_{1-pos} , Γ_{2-pos} para Configuraciones permitidas.

ψ	$M_{J-neg}:M_{FC}$ coefficients		$M_{J-pos}:M_S$ coefficients	
	Γ_{1-neg}	Γ_{2-neg}	Γ_{1-pos}	Γ_{2-pos}
0.05	8.988E-01	2.817E-02	7.190E-01	7.824E-02
0.10	8.149E-01	4.942E-02	7.429E-01	6.864E-02
0.15	7.442E-01	6.559E-02	7.631E-01	6.073E-02
0.25	6.321E-01	8.745E-02	7.956E-01	4.858E-02
0.35	5.475E-01	1.003E-01	8.204E-01	3.979E-02
0.50	4.540E-01	1.099E-01	8.483E-01	3.052E-02
1.00	2.843E-01	1.104E-01	9.006E-01	1.533E-02
2.00	1.588E-01	8.859E-02	9.416E-01	6.151E-03
5.00	6.651E-02	5.044E-02	9.741E-01	1.401E-03

Fuente: recuperado de (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

En el *Apéndice B. Ejemplo ilustrativo*, se presenta un ejemplo del procedimiento del diseño preliminar para un sistema de puente sin juntas usando las herramientas de diseño mostradas anteriormente. El ejemplo consiste en un sistema típico de viga pretensada con un tablero de hormigón armado de 178 mm de espesor. Ambos vanos son iguales en longitud $L = 21,336$ mm. La resistencia a la compresión del hormigón, f'_c , para la viga pretensada y el tablero son $f'_c = 41,4$ MPa y 27,6 MPa, respectivamente. (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

Alternativa con modelo refinado

Para una mejor comprensión del comportamiento de vigas de puentes con losas de enlace, se propone una alternativa de análisis con ayuda del software MIDAS CIVIL. Para realizar el análisis se toma como referencia el ejemplo encontrado en (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005) el cual se presenta en el *apéndice B. Ejemplo ilustrativo*. El modelamiento computacional consiste en realizar 4 vigas de 2 tramos adyacentes, de igual longitud, a las cuales se les asigna el mismo material; pero se varían las condiciones de apoyo. Las 2 primeras vigas se conectan en la zona del apoyo intermedio mediante una losa de enlace mientras que la tercera y cuarta como se ilustra en la figura 19.



Fig. 1. $\sigma_{\text{eff}} = 20$ (a), $\sigma_{\text{eff}} = 10$ (b), $\sigma_{\text{eff}} = 5$ (c), $\sigma_{\text{eff}} = 2$ (d).

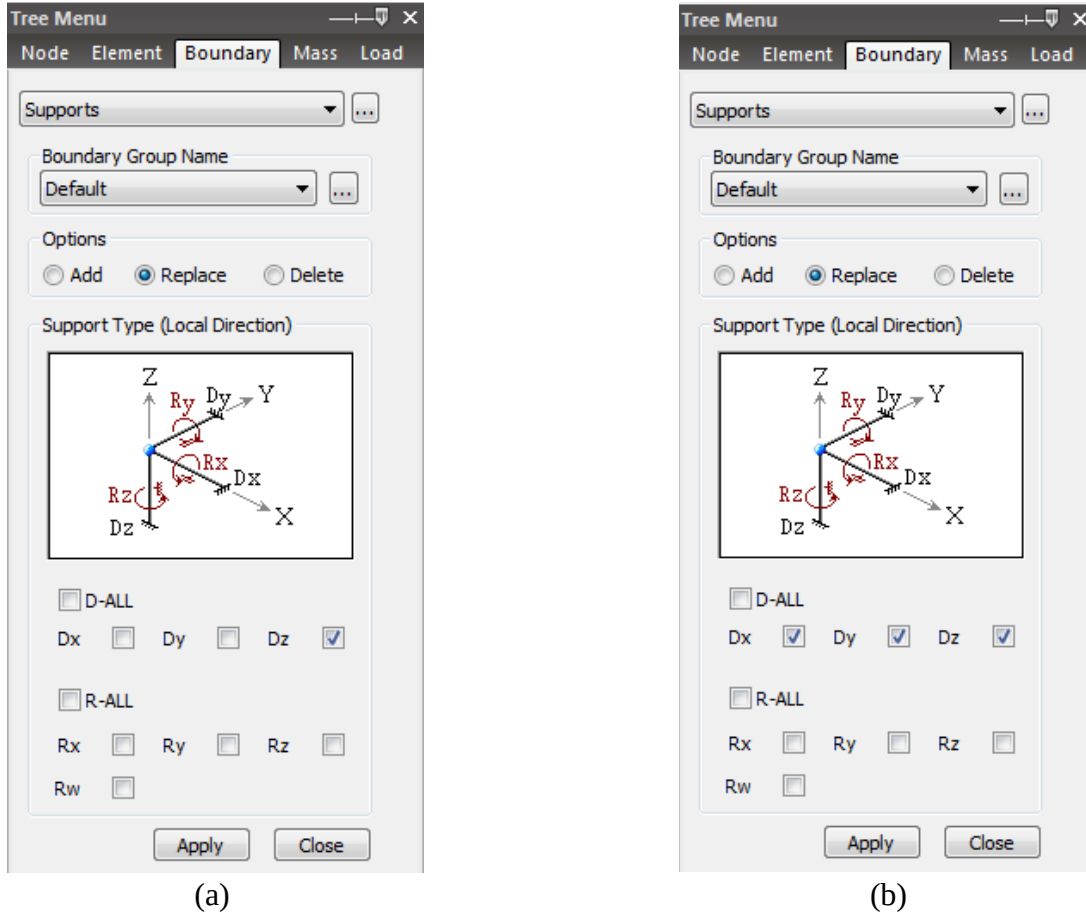


Figura 20. Condiciones de apoyo en zona de enlace, (a) Apoyos simples, (b) apoyos articulados.

En las figuras 21 y 22 se muestra las dimensiones de las secciones de las vigas, la losa, y el sistema compuesto asignadas en el modelo computacional según el ejemplo de referencia.

The diagram shows a T-beam cross-section with various dimensions labeled. The top flange has width dimensions BL2, BL2-1, BL2-2 on the left and BR2, BR2-1, BR2-2 on the right. The web has height dimensions HL1, HL2, HL2-1, HL2-2, HL3, HL4, HL4-1, HL4-2, HL5 on the left and HR1, HR2, HR2-1, HR2-2, HR3, HR4, HR4-1, HR4-2, HR5 on the right. The bottom flange has width dimensions BL4-1, BL4-2, BL4 on the left and BR4-1, BR4-2, BR4 on the right. Joint locations are marked with J1, JL1, JL2, JL3, JL4 on the left and JR1, JR2, JR3, JR4 on the right. The software interface below the diagram is for defining the section properties.

DB/User | **PSC**

Section ID: 2 | **PSC-1**

Name: AASHTO TYPE3 | ☐ Mesh Size for Stiff. Calc. | m

Section Name:
 None |
 None |
☒ Symmetry

Joint On/Off:
☐ J1 | ☐ JR1 |
☐ JL1 | ☐ JL2 | ☐ JR2 |
☐ JL3 | ☐ JL4 | ☐ JR3 | ☐ JR4

Shear Check:
 Z1: 0.8509 m | ☒ Auto |
 Z2: Centroid |
 Z3: 0.3683 m | ☒ Auto

Web Thick. for Shear(total):
 t1: 0.1778 m | ☒ Auto |
 t2: 0.1778 m | ☒ Auto |
 t3: 0.1778 m | ☒ Auto |
 for Torsion(min.): 0.1778 m | ☒ Auto

Offset: Center-Bottom |
 Change Offset... | Table Input... | Display Centroid

☒ Consider Shear Deformation. |
☐ Consider Warping Effect(7th DOF) |
 Warping Check: ☒ Auto | ☐ User | ...

Show Calculation Results... | OK | Cancel | Apply

Figura 21. Dimensiones de la sección transversal de la viga.

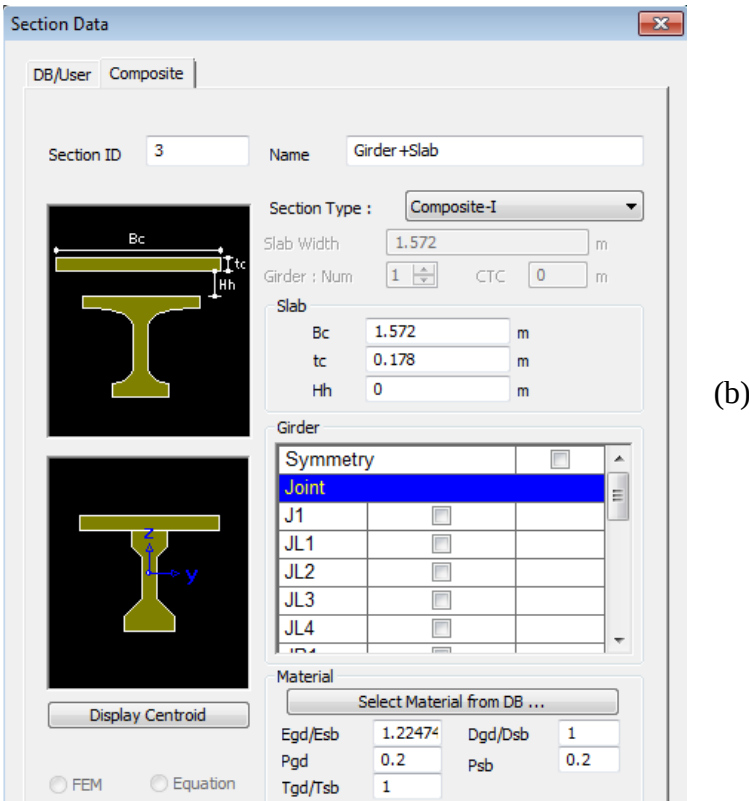
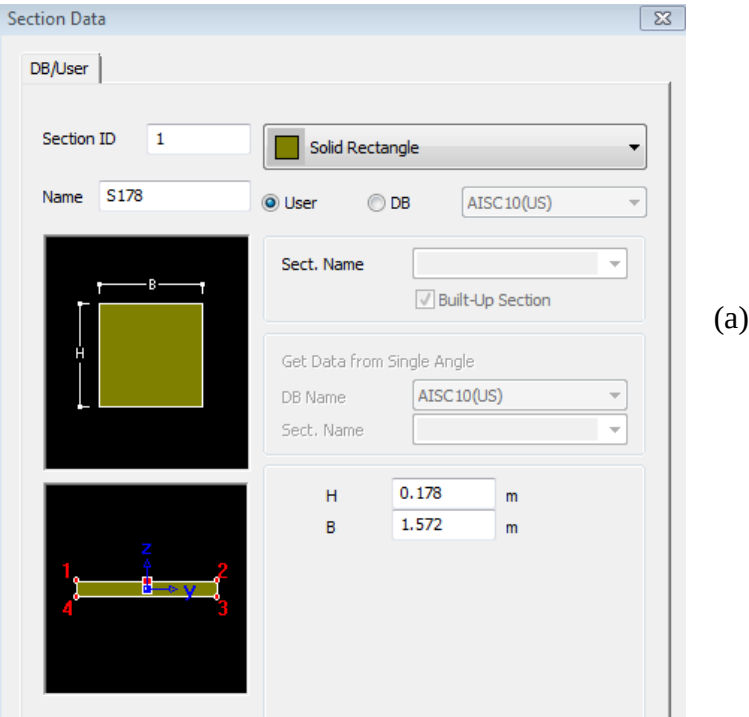


Figura 22. Dimensiones asignadas en el modelo (a)losa de enlace y (b) sistema compuesto.

En la figura 23 se ilustra el modelo de las losas de enlace para las diferentes condiciones de apoyos viga, nótese que las vigas 3 y 4 se modelaron sin losa de enlace, pero la viga (3) se idealizo como simplemente apoyada con dilatación en la zona de apoyo intermedio mientras que las vigas del caso (4) continuas respectivamente.

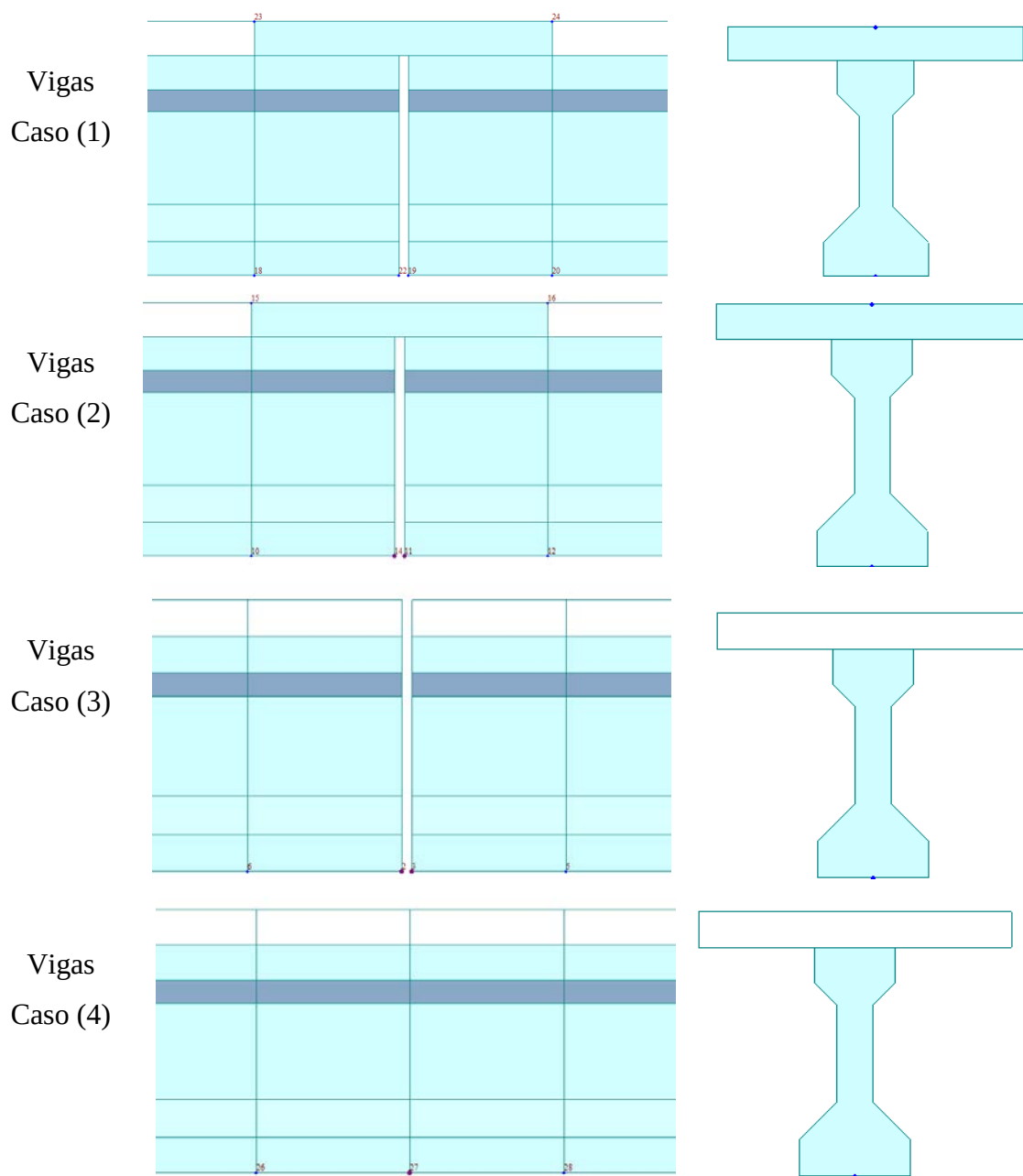
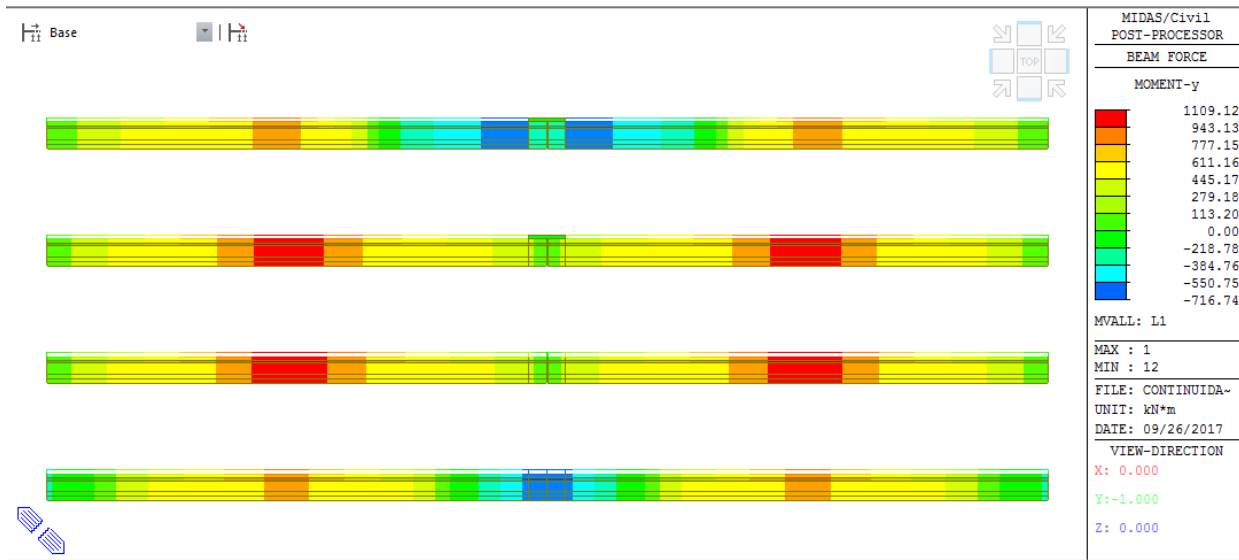
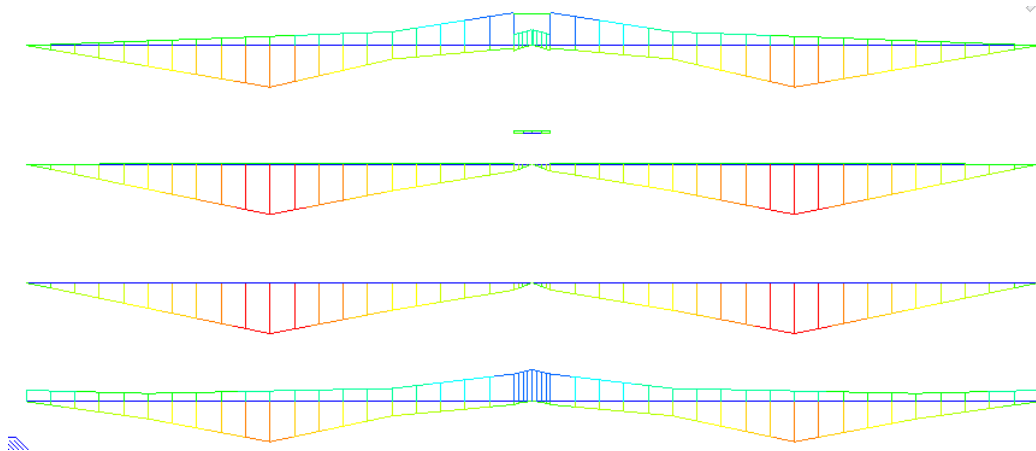


Figura 23. Ilustración del modelo en la zona de enlace.

A continuación, en la figura 24 se presentan en colores y por graficas de áreas los diagramas de momento resultantes debido a cargas de servicio; en la figura se puede ver la variación de los valores de los momentos flectores positivos y negativos en las vigas para los diferentes casos de condición de apoyos.



(a)



(b)

Figura 24. Diagramas de momento en vigas para cargas de servicio. (a) valores de momento por colores y (b) valores de momentos representados por áreas.

Finalmente, en la figura 25 se muestran los diagramas de momento en la zona de la losa de enlace, y en la figura 26 la tensión en la losa para condiciones de apoyos simples y apoyos articulados, en la leyenda de la figura 24 se pueden leer los valores de momento correspondientes a los diferentes colores.

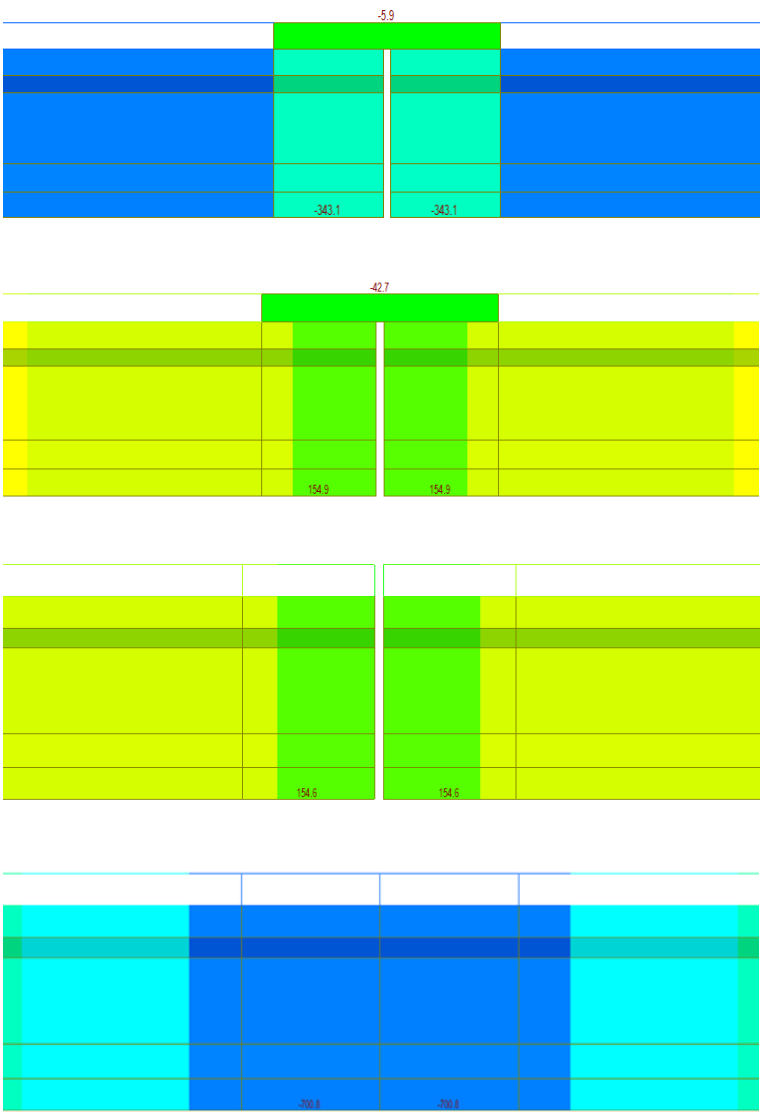


Figura 25. Diagramas de momento en vigas y losa de enlace.

Los resultados obtenidos con el modelo se asemejan a los calculados utilizando la modificación de la ecuación de tres momentos presentada en (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005). En la tabla 6 se

presenta la comparación de los resultados obtenidos por la ecuación modificada de tres momentos y los del modelo refinado.

Tabla 6.
Efecto del tipo de agregado sobre el coeficiente de expansión térmica del concreto

Comparación de resultados de momentos

Ecuación modificada de tres momentos	Modelo
Condición de apoyos articulados	
$M_{J-net} = (0.4883 + 0.1064 \times 1.0)M_{FC} = 535\text{ kN} - m$	550 kN - m
$M_{J-pos} = (0.8381 + 0.0339 \times 1.0)M_S = 965\text{ kN} - m$	850 kN - m
Condición de apoyos simples	
$M_{J-net} = (0.1190 + 0.0254 \times 1.0)M_{FC} = 130\text{ kN} - m$	100 kN - m
$M_{J-pos} = (0.9606 + 0.0083 \times 1.0)M_S = 1073\text{ kN} - m$	1000 kN - m

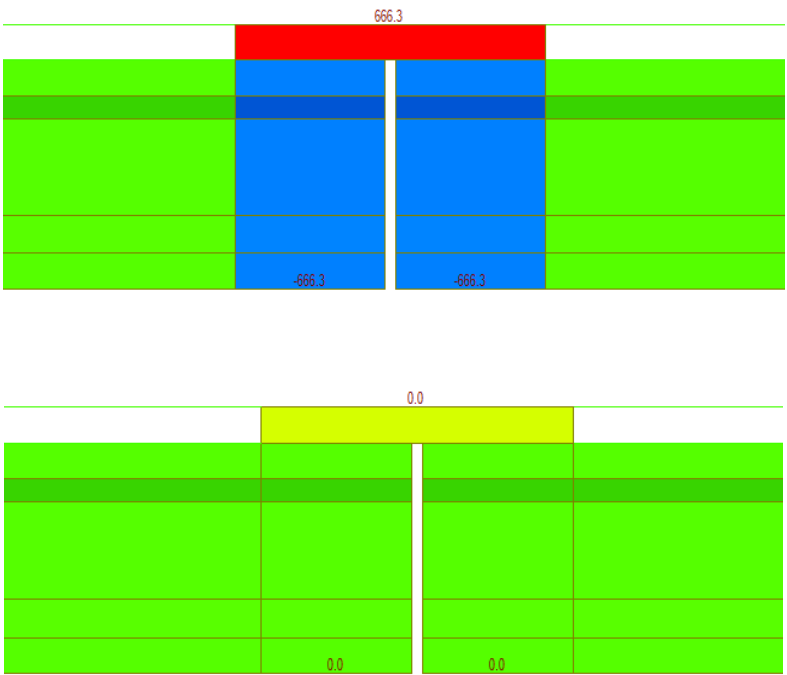


Figura 26. Diagramas de carga axial en vigas y losa de enlace.

5. Conclusiones

- El uso de losas de continuidad parcial como alternativa a las juntas de dilatación en el tablero de los puentes es una técnica constructiva eficaz que reduce la necesidad de mantenimiento y aumenta la vida útil del puente.
- La fuerza de tensión que se desarrolla en la losa de enlace se ve afectada por la configuración del sistema de apoyos; las configuraciones con apoyos articulados desarrollan mayores valores de momentos de continuidad y fuerza de tensión en la losa de unión, y cualquier movimiento en estos apoyos liberará sustancialmente la fuerza de tensión en la losa de enlace.
- El método propuesto por Ayman M. Okeil, P.E., M.ASCE, y Adel ElSafty, P.E. para el estudio del comportamiento de continuidad parcial en vigas de puentes con tablero sin juntas puede desarrollarse aún más para tener en cuenta cualquier resistencia a la flexión que la losa de unión pueda ofrecer.
- Se necesitan más estudios para investigar el comportamiento de los puentes con cubiertas sin juntas, donde se incluyan los efectos de sesgo, distribución de reacciones y reacción de la viga cabezal y efectos térmicos ya largo plazo.

Referencias Bibliográficas

- Abrams, M. S. (1977). *Performance of Concrete Structures Exposed to FIRE (Desempeño de Estructuras de Concreto Expuestas al Fuego)*, Research and Development Bulletin RD060, Portland Cement Association. Obtenido de http://www.portcement.org/pdf_files/RD060.pdf
- Aïtcin, P.-C. (1999). “Does Concrete Shrink or Does it Swell? (¿El Concreto se Contrae o se Hinchacha?). Concrete International, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Diciembre .
- American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO . (2012-2014.). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington D.C.
- Asociación Colombiana de ingeniería sísmica AIS . (2014). *Norma Colombiana de diseño de puentes CCP 14* . Bogotá D.C.
- Canter, A., & P. Zia. (1998). “Behavior and Design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks.” PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. V. 43, No. 3, (May-June), pp. 68-78.
- Copeland, L. E., & Bragg, R. H. (1955). *Self Desiccation in Portland Cement Pastes (Auto Desecación de Pastas de Cemento Portland)*, Research Department Bulletin RX052. Recuperado de: [http://www .portcement.org/pdf_ files/RX052.pdf](http://www.portcement.org/pdf_files/RX052.pdf), : Portland Cement Association,.
- Davis, R. E. (1930). A Summary of the Results of Investigations Having to Do with Volumetric Changes in Cements, Mortars, and Concretes Due to Causes Other Than Stress (Un Resumen de los Resultados de las Investigaciones sobre los Cambios de Volumen en Cementos, Morteros y Co. *Proceedings of the American Concrete Institute, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan*, vol. 26.
- FHWA, & Transtec. (2001). *HIPERPAV*. Obtenido de <http://www.hiperpav.com>
- Hammer, T. A. (1999). *Test Methods for Linear Measurement of Autogenous Shrinkage Before Setting (Métodos de Ensayo para la Medida Linear de la Contracción Autógena antes del Fraguado)*. New York,: Autogenous Shrinkage of Concrete, edited by E. Tazawa, E&FN Spon and Routledge.

- Holt, E. E. (2001). *Early Age Autogenous Shrinkage of Concrete (Contracción Autógena Temprana del Concreto)*, VTT Publication 446. [9] Technical Research Center of Finland, Espoo, , 194 páginas. También disponible en la PCA como LT257.
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., & Tanesi, J. (s.f.). *Diseño y control de mezclas de concreto (Pca portland cement association)*.
- Li, V.C., G. Fischer, Y. Kim, M. Lepech, S. Qian, M. Weimann, and S. Wang, (2003). “*Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites.*” CEE Department, University of Michigan, pp. 1-96
- Matteo, A. (2015). “*VDOT’s Use of Concrete Closure Pours to Eliminate Bridge Deck Expansion Joints.*” Concrete Bridge Views, No. 79, <http://www.concretebridgeviews.com/i79/Article1.php>.
- Okeil, A. & ElSafty, A. (Noviembre, 2005). Practice Periodical on Structural Design and Construction. *ASCE/LIBRARY*. Vol, 10. Pg. 229 – 238.
- PCA. (1982). *Building Movements and Joints, EB086 (Movimientos y Juntas de Construcción)*, Portland Cement Association. Obtenido de http://www.portcement.org/pdf_files/EB086.pdf
- Russell, H. G., & Corley, W. G. (1977). *Time-Dependent Behavior of Columns in Water Tower Place (Comportamiento dependiente del Tiempo de Columnas en el Lugar de Torre de Agua)*, Research and Development Bulletin RD052, Portland Cement Association. Obtenido de http://www.portcement.org/pdf_files/RD052.pdf
- Universidad Nacional de Colombia, & INVÍAS. (2006). *Manual para la inspección visual de puentes y pontones*. Bogotá D.C.
- Velandia, J. A. (2013). *Comparación técnico-económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas de concreto preesforzado. Trabajo de Grado maestría en estructuras*. Bogotá D.C: Universidad Nacional de Colombia. Facultad de ingeniería. Departamento de ingeniería civil y agrícola.
- Zia, P., A. Caner, and El-Safte, A.K., (1995), Jointless Bridge Decks, Research Project 2324194-4, Center for Trans. Engin.Studies, North Carolina State, pp. 1-117

Apéndices

Apéndice A. Combinaciones de cargas

Tabla A.1. Combinaciones y factores de carga

Estado Limite de la Combinacion de Carga	DC	USAR UNO A LA VEZ													
	DD														
	DW														
	EH														
	EV LL														
	ES IM														
	EL CE														
	PS BR														
	CR PL														
	SH LS WA WS WL FR TU TG SE EQ BL IC CT CV														
Resistencia I	γ_p	1.75	1.0	-	-	1.00	0.50 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.0	-	-	1.00	0.50 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.0	1.40	-	1.00	0.50 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.0	-	-	1.00	0.50 / 1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.0	0.40	1.0	1.00	0.50 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	-	1.0	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.0	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Servicio I	1.0	1.00	1.0	0.30	1.0	1.00	1.00 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Servicio II	1.0	1.30	1.0	-	-	1.00	1.00 / 1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.0	0.80	1.0	-	-	1.00	1.00 / 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.0	-	1.0	0.70	-	1.00	1.00 / 1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-
Fatiga I	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Código Colombiano de diseño sísmico de puentes 2014.

Tabla A.2. Factores de carga permanentes

Estado Limite de la Combinación de Carga		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC:	Componentes y Accesorios	1.25	0.90
DC:	Sólo Resistencia IV	1.50	0.90
DC:	Pilas, Método a Tomlinson	1.40	0.25
Fricción	Pilas, Método l	1.05	0.30
negativa	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW:	Superficie de rodadura e instalaciones	1.50	0.90
EH:	Presión horizontal de suelo		
	• Activa	1.50	0.90
	• En Reposo	1.35	0.90
	• AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL:	Tensiones residuales de Construcción	1.00	1.00
EV:	Presión vertical de suelo		
	• Estabilidad General	1.00	N/A
	• Muros de Contención y Estribos	1.35	1.00
	• Estructuras rígidas enterradas	1.30	0.90
	• Marcos Rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras Flexibles Enterradas		
	• Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas	1.50	0.90
	• Alcantarillas Termoplásticas	1.30	0.90
	• Todas las demás	1.95	0.90
ES:	Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Código Colombiano de diseño sísmico de puentes 2014, tabla 3.4.1-2

Tabla A.3. Factores de carga permanentes debidas a deformaciones sobreimpuestas

Componentes	PS	CR, SH
Superestructuras por segmentos	1.00	1.00
Superestructuras de concreto no segmentadas	1.00	1.00
Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas		
• Usando I_g (Inercia de la sección bruta)	0.50	0.50
• Usando I_{efe} (Inercia de la sección neta)	1.00	1.00
Subestructuras de acero	1.00	1.00

Fuente: Código Colombiano de diseño sísmico de puentes 2014, tabla 3.4.1-3

Apéndice B. Ejemplo ilustrativo

Este ejemplo ilustrará cómo se puede realizar un diseño preliminar para sistemas de puente sin juntas usando las herramientas de diseño descritas en el numeral 2.4.3 de este trabajo. Este procedimiento se ilustra para la viga de puente ilustrada en la figura B.1. Consiste en un compuesto típico de viga pretensada con un tablero de hormigón armado de 178 mm de espesor. Ambos vanos son iguales en longitud $L = 21,336$ mm. La resistencia a la compresión del hormigón, f'_c , para la viga pretensada y el tablero son $f'_c = 41,4$ MPa y $27,6$ MPa, respectivamente. El módulo de elasticidad de concreto $E_c = 30.241$ MPa para la viga y 24.692 MPa para la losa. Estos valores se utilizaron para determinar las propiedades de la sección transversal de la sección compuesta mostrada en la figura 19 (a).

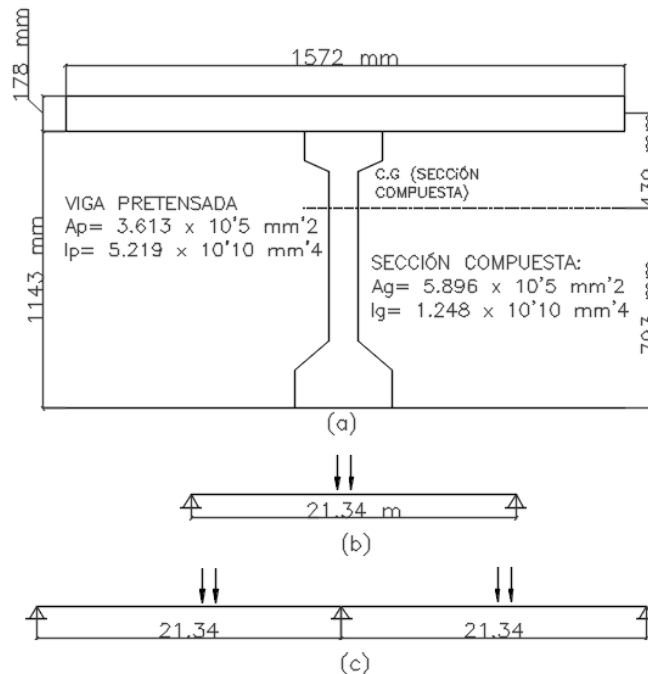


Figura B.1. Ilustración ejemplo: a) Dimensiones de la sección transversal; (b) caso de carga para el momento positivo máximo; y (c) caso de carga para el momento negativo máximo

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

El sistema sin juntas fue estudiado para dos casos de carga. En primer lugar, se estudia un sistema simplemente apoyado como se muestra en la figura. 19 (b) que produce el máximo momento positivo. En el segundo caso, la misma carga de diseño (dos ejes de 110 kN a una distancia de 1,20 m) se colocó como se ve en la figura 19 (c) para generar el momento negativo máximo en un sistema completamente continuo, M_{FC} .

$$M_s = 1107 \text{ kN-m} ; M_{FC} = 900 \text{ kN-m}$$

Asumiendo una relación de refuerzo para la losa de enlace del 1%,

$$A_s = 2798 \text{ mm}^2 \text{ se determinaron los parámetros } (\psi) \text{ e } (\gamma)$$

Tabla B.1.

Coefficientes de diseño Γ_{1-neg} , Γ_{2-neg} , Γ_{1-pos} , Γ_{2-pos} para Configuraciones permitidas.

ψ	$M_{J-neg}:M_{FC}$ coefficients				$M_{J-pos}:M_s$ coefficients			
	$\lambda=1.0$		$\lambda=2.0$		$\lambda=1.0$		$\lambda=2.0$	
	Γ_{1-neg}	Γ_{2-neg}	Γ_{1-neg}	Γ_{2-neg}	Γ_{1-pos}	Γ_{2-pos}	Γ_{1-pos}	Γ_{2-pos}
0.05	2.247E-01	7.043E-03	1.343E-01	2.440E-03	9.298E-01	1.956E-02	9.582E-01	1.186E-02
0.10	2.037E-01	1.236E-02	1.266E-01	4.511E-03	9.357E-01	1.716E-02	9.604E-01	1.096E-02
0.15	1.860E-01	1.640E-02	1.196E-01	6.277E-03	9.408E-01	1.518E-02	9.624E-01	1.017E-02
0.25	1.580E-01	2.186E-02	1.077E-01	9.077E-03	9.489E-01	1.215E-02	9.658E-01	8.824E-03
0.35	1.369E-01	2.507E-02	9.771E-02	1.114E-02	9.551E-01	9.947E-03	9.686E-01	7.734E-03
0.50	1.135E-01	2.747E-02	8.561E-02	1.326E-02	9.621E-01	7.629E-03	9.722E-01	6.447E-03
1.00	7.108E-02	2.760E-02	5.989E-02	1.600E-02	9.752E-01	3.832E-03	9.798E-01	3.888E-03
2.00	3.969E-02	2.215E-02	3.658E-02	1.537E-02	9.854E-01	1.538E-03	9.871E-01	1.868E-03
5.00	1.663E-02	1.261E-02	1.631E-02	1.048E-02	9.935E-01	3.502E-04	9.938E-01	5.095E-04

Fuente: (Okeil, A. & ElSafty, A. 2005)

$$\psi = \frac{L_{link} E_g I_g}{L_L h^2 E_s A_s} = \psi = \frac{(2137)}{(21336)(1232)^2} \frac{(30241)(1.248 \times 10^{11})}{(200000)(2798)} = \psi = 0.445$$

$$\lambda = \frac{I_g}{h_t^2 A_g} = \frac{(1.248 \times 10^{11})}{(439)^2 (5.896 \times 10^5)} = 1.098$$

$$\gamma = \frac{h_t}{h} = \frac{439}{1232} = 0.357$$

Las tablas 4 y B.1 se utilizaron entonces para encontrar los coeficientes de diseño:

$T_{1-neg} = 0,4883$, $T_{2-neg} = 0,1064$, $T_{1-pos} = 0,8381$ y $T_{2-POS} = 0,0339$ para la configuración de apoyos articulados (RHHR) y $T_{1-neg} = 0,1190$, $T_{2-neg} = 0,0254$, $T_{1-pos} = 0,9606$, y $T_{2-POS} = 0,0083$ para la configuración de apoyos simples (HRRH), que produce los siguientes momentos de diseño para el sistema sin juntas para (RHHR):

$$M_{J-net} = (0.4883 + 0.1064 \times 1.0)M_{FC} = 535 \text{ kN} - m$$

$$M_{J-pos} = (0.8381 + 0.0339 \times 1.0)M_S = 965 \text{ kN} - m$$

Y para (HRRH)

$$M_{J-net} = (0.1190 + 0.0254 \times 1.0)M_{FC} = 130 \text{ kN} - m$$

$$M_{J-pos} = (0.9606 + 0.0083 \times 1.0)M_S = 1073 \text{ kN} - m$$

La fuerza de tensión en la losa de enlace se estima a partir de los valores de momento negativo

$$T = \frac{M_{J-neg}}{h} = 434 \text{ kN para (RHHR)}$$

$$T = \frac{M_{J-neg}}{h} = 296 \text{ kN para (HRRH)}$$

Finalmente, se necesita un control de la adecuación del refuerzo proporcionado. A partir de las fuerzas calculadas de la losa de enlace, se encontró que el esfuerzo de la barra de refuerzo en la placa de unión era de 155 MPa para (RHHR) y 106 MPa para (HRRH). Estos niveles de tensión están por debajo de la tensión permisible para el refuerzo de acero.