Respuesta dinámica de la superestructura del Puente Virilla RN-1

Ing. Guillermo Santana, Ph.D., LanammeUCR

1. Introducción

El presente trabajo tiene por objetivo realizar un análisis técnico de los efectos de la sustitución del Tablero de Losa Maciza existente en el puente sobre el río Virilla en la Ruta Nacional 1 por un Tablero de Rejilla Mixta de Profundidad Parcial. La sustitución se llevó a cabo de diciembre de 2010 a febrero de 2011. El diseño estructural fue llevado a cabo por la Dirección de Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Transportes. La construcción estuvo a cargo de la empresa Soares Da Costa que actuó bajo la supervisión del Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI).

La sustitución llevada a cabo se debe considerar como un cambio importante por dos razones. En primera instancia porque con este cambio se pretende aumentar la carga temporal o viva permitida para el puente al pasar de la carga original de diseño a una carga 67% mayor. En segundo lugar porque con esta intervención se cambia la naturaleza del tablero que deja de ser un diafragma rígido para pasar a ser un tablero cuyo comportamiento es, en el mejor de los casos, el de un diafragma semirígido. En este trabajo se presenta el análisis técnico de los efectos de la sustitución del tablero a la luz de estos dos objetivos específicos.

Para este trabajo no se llevan a cabo análisis estructurales del puente como un todo ni de ninguna porción o componente del puente actuando por separado. La consideración de las acciones y solicitaciones que actúan sobre el puente se limitan a las cargas gravitacionales, i.e., carga permanente o muerta y carga temporal o viva, las cargas sísmicas y las fuerzas autodeformantes[1] debida a vibraciones mecánicas. No se consideran los posibles efectos de cargas de viento o temperatura sobre el tablero.

[1] Muchas estructuras están sujetas a *deformaciones impuestas* o *restringidas*, que son independientes de las cargas aplicadas. Ejemplos incluyen asentamientos diferenciales, esfuerzos no lineales de temperatura en tableros de puentes, retracción restringida y preesforzado de estructuras indeterminadas. Estas deformaciones causan un conjunto de fuerzas y momentos internos que se autoequilibran. Normalmente se las denomina *fuerzas autodeformantes*.

2. Generalidades del diseño estructural

El diseño estructural de edificaciones constituye la última etapa de una tarea que involucra a profesionales de varias disciplinas. Arquitectura, ingeniería estructural, civil, eléctrica, mecánica y topográfica son algunas de las disciplinas que coalecen durante la elaboración de un proyecto estructural.

En el caso específico de puentes, pasos a desnivel y viaductos, la participación de los profesionales en ingeniería estructural tiene un gran peso no solamente por la importancia de la obra sino porque existen grandes diferencias desde el punto de vista de funcionalidad y servicio con respecto a las edificaciones comerciales, habitacionales, etc. En general, la capacidad de los segmentos de una carretera es definida por la capacidad de los puentes ubicados en esos segmentos. Específicamente, se puede considerar que un puente es un elemento clave en un sistema de transporte por tres razones: controla la capacidad del sistema; tiene el más alto costo por kilómetro del sistema y si el puente falla, también falla el sistema.

Por estas razones la elaboración del proyecto, la construcción y el mantenimiento de estructuras de puentes requiere de la participación de muchas agencias y entes públicos y privados de manera que el servicio que brinda la estructura a los usuarios no se vea interrumpido ante las más adversas acciones y solicitaciones mas allá de intervalos de tiempo muy cortos. Los puentes en segmentos de rutas de primer orden por su número de usuarios o por su importancia estratégica no deberían verse interrumpidos más que por unas cuantas horas cuando se ven sometidos a situaciones extraordinarias.

2.1 Resistencia, Firmeza y Estabilidad

El diseño estructural consiste en el dimensionamiento de los diferentes materiales utilizados en una obra de forma tal que “los diferentes componentes y conexiones que constituyen la estructura diseñada sean lo suficientemente fuertes para soportar todas las acciones y solicitaciones anticipadas. Además la estructura no debe deflectarse, ladearse, vibrar o agrietarse de ninguna manera que impida su correcta funcionalidad. Las dos máximas planteadas anteriormente se deben complementar agregando que la estructura deberá ser diseñada de manera que requiera el menor y más simple mantenimiento posible”. (Santana, Concreto Estructural : Apuntes de Clase, 2010)

Para cumplir con las dos máximas mencionadas, es necesario que todos los componentes y sus conexiones cumplan con requisitos de resistencia, determinada a partir del conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados. Igualmente importante para el desempeño exitoso de una obra ingenieril es la garantía de que los desplazamientos y rotaciones en cada uno de los componentes y sus conexiones se mantengan dentro de límites que no afecten su funcionalidad. En este último caso, la firmeza y la estabilidad del sistema deben ser verificadas

para garantizar que los desplazamientos locales y globales no causen interrupciones en el servicio o aun peor el colapso parcial o total del proyecto. La historia de la ingeniería estructural presenta suficientes ejemplos de colapso parcial o total debido a omisiones o bien interpretaciones *ad verbum* de las normas de diseño.

2.2 Normativas de diseño vigentes

La normativa AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007) está basada en la filosofía de Diseño por Estados Límite Últimos. Este hecho se establece en la Sección I, Artículo 1.3.1 en donde se establece que:

> Los puentes se deben diseñar considerando los estados límite especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética, según lo especificado en el Artículo 2.5.
>
> Independientemente del tipo de análisis utilizado, la Ecuación 1.3.2.1-1 se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

Más adelante, en el artículo 1.3.2 se estipula que:

> A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1.0 excepto para pernos, a los cuales se aplican los requisitos del Artículo 6.5.5, y para columnas de concreto en Zonas Sísmicas 3 y 4, a las cuales se aplican los requisitos del Artículo 5.10.11.4.1b. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

La ecuación 2-1 (1.3.2.1-1 de AASHTO) establece de forma matemática la filosofía implícita en el diseño por resistencia, i.e., la capacidad nominal reducida—también denominada resistencia de diseño—debe ser menor o igual a la demanda última considerada como una combinación lineal de las diferentes acciones y solicitaciones anticipadas.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \qquad \text{(Ecuación 2-1)}$$

En esta ecuación, Q_i se refiere a los diferentes efectos de carga y R_n es la resistencia nominal. En la Figura 2.1 se representa gráficamente la ecuación de diseño. En esta figura se establece la naturaleza estadística del diseño por resistencia. Se puede observar que se anticipa alcanzar el estado último en donde puede ocurrir falla.

Sin embargo, el artículo 1.3.2.2 establece claramente que se debe considerar un estado límite de servicio como restricciones impuestas a los esfuerzos, deformaciones y anchos de grieta bajo condiciones de servicio normal. Adicionalmente, el estado límite de fatiga se debe considerar

como restricciones impuestas al rango de esfuerzos que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de esfuerzo y finalmente, el estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

Como se puede ver, el estado límite de resistencia no es el único estado límite en el cual se debe basar el diseño de cada uno de los componentes y conexiones de un puente. Esto significa que una vez realizado el diseño por resistencia, se debe proceder a verificar el cumplimiento de las disposiciones referentes a condiciones de servicio y de funcionalidad de la obra. Lo anterior resulta particularmente importante cuando la solución de diseño a implementar ha sido alcanzada mediante el abandono del esquema convencional, como por ejemplo la utilización de losas macizas en beneficio de tableros mixtos más livianos.

En resumen, de acuerdo con la normativa AASHTO vigente, el diseño correcto de cada uno de los componentes y conexiones de un puente debe ser llevado a cabo con estricta consideración de los límites de resistencia, de servicio, de fatiga, de fractura y de estabilidad.

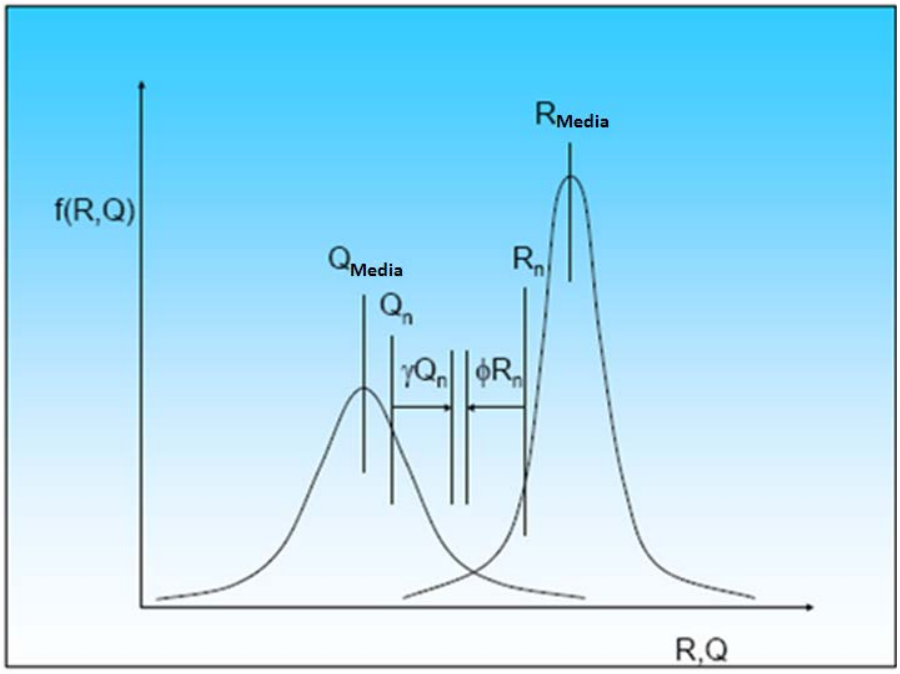


Figura 2.1 Calibración de la Normativa AASHTO LRFD 2007 $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$.

3. Descripción de la estructura existente

3.1 Antecedentes

Después de finalizada la II Guerra Mundial, el país inició la construcción de puentes nuevos con estándares internacionales en lo que en ese momento se denominaba la Carretera

Panamericana, hoy día denominada como Ruta Nacional 1 de San José a Peñas Blancas y Ruta Nacional 2 de San José a Paso Canoas. Una revisión rápida de las fechas de construcción indica que desde 1944 hasta 1965 se construyeron los puentes más importantes de esa ruta en Costa Rica. El Puente sobre el río Virilla Ruta Nacional 1 (en adelante, Puente Virilla-RN1) es uno de esos puentes, cuyo diseño y aprobación final estuvieron sujetos a la normativa vigente en los Estados Unidos a finales de la década de 1950.

De acuerdo con los planos constructivos provistos por el MOPT, para el diseño del Puente Virilla-RN1 se utilizó la norma Standard Specifications for Highway Bridges de AASHO, edición 1957 (American Association of State Highway Officials, 1957). Esta normativa consideraba únicamente el diseño por esfuerzos de trabajo (esfuerzos permisibles) y no incluía cargas sísmicas para el diseño de puentes. Por lo tanto, se puede concluir que ese caso de carga no fue considerado para el diseño del Puente Virilla-RN1.

Para la redacción de este trabajo no se contó con la memoria de cálculo original del proyecto. Tampoco se contó con todos los planos estructurales. Hacen falta al menos dos láminas, las denominadas Superestructura Standard Tramo 90'-0 "1S1 y S1-2. La tabla adjunta resume la información de planos estructurales disponibles para este trabajo.

Tabla 3.1. Lista de Planos Estructurales Originales Consultados

Número	*Nombre del plano*	*Aprobación*	*Fecha*
E-109	Plan General y Elevación	R. Zúñiga A.[1]	28 set 1960
E-110	Detalles de los Bastiones Nos. 1 y 2	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-111	Detalles de los Bastiones Nos. 1 y 2	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-112	Detalles de la Pilastra No. 1	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-113	Detalles de las Pilastras Nos.2 y 3	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-113-A	Modificaciones en la Pilastra No. 2	R. Zúñiga A.	29 ago 1962
E-114	Detalles de Armadura de 250'-0"	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-115	Detalles de Armadura de 250'-0"	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-116	Detalles de Armadura de 250'-0"	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-117	Detalles de Armadura de 250-0"'	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-118	Detalles del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	R. Zúñiga A.	28 set 1960
E-118-R	Detalles Adicionales del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	R. Zúñiga A.	17 set 1963
E-118-R-R	Detalles Adicionales del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	M. Sittenfeld R.[2]	10 dic 1964
1/2	Detalle del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	--	Enero 1963
2/2	Detalle del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	--	Enero 1963
S.N.	Detalle del Marco sobre Pilastras Nos. 2 y 3	--	Julio 1963

[1] Regional Bridge Engineer, I.A.H.R. – U.S. Bureau of Public Roads

[2] Director de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas y Transportes

El puente fue construido por la empresa Feluco Herrera, con la compañía U.S. Steel como subcontratista, entre 1962 y 1964. El 26 de diciembre de 1962 se suspendió la construcción después de que un accidente de construcción causara el colapso del segundo tramo de este a oeste (Tramo 2). En la Figura 3.1 se pueden observar la Pilastra 1 y las vigas del Tramo 2 después del accidente. Este tramo es de 27.4 m de longitud. Los planos estructurales E-118-R y E-118-R-R parecen indicar que parte del material dañado en el accidente fue recuperado y

utilizado en la construcción de los pórticos de apoyo a las vigas compuestas en las Pilastras 2 y 3.

En la Tabla 3.2 se presentan las especificaciones provenientes de las hojas E-109 y E-116 referidas como Notas Generales en la primera y como Notas en la segunda. En estas notas se dan indicaciones sobre las características de los materiales empleados en la construcción del proyecto.

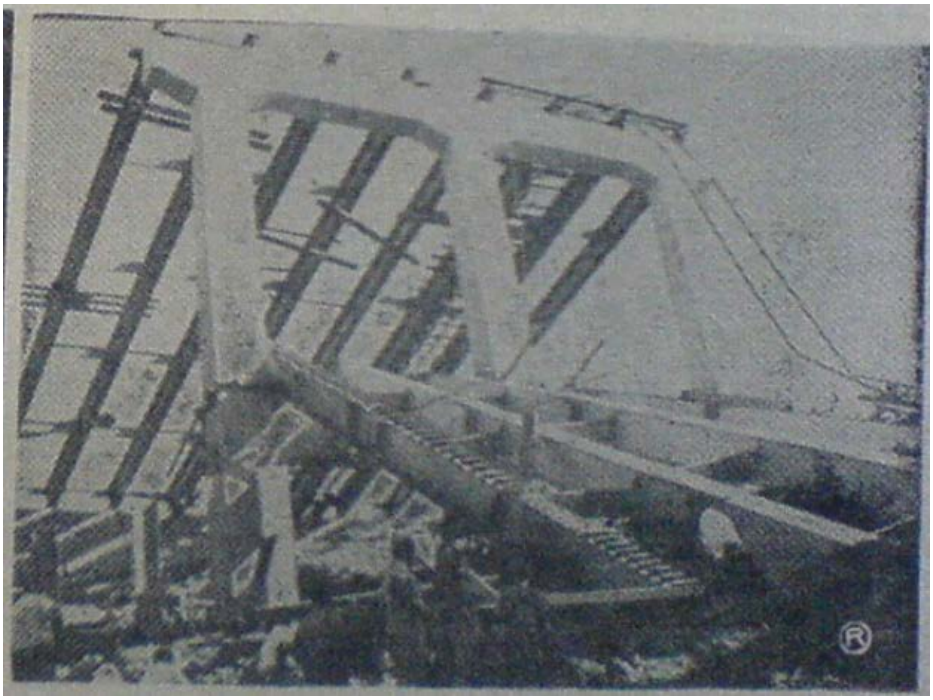


Figura 3.1 Colapso del Tramo 2 durante la construcción del Puente Virilla-RN1, 26 diciembre 1962.

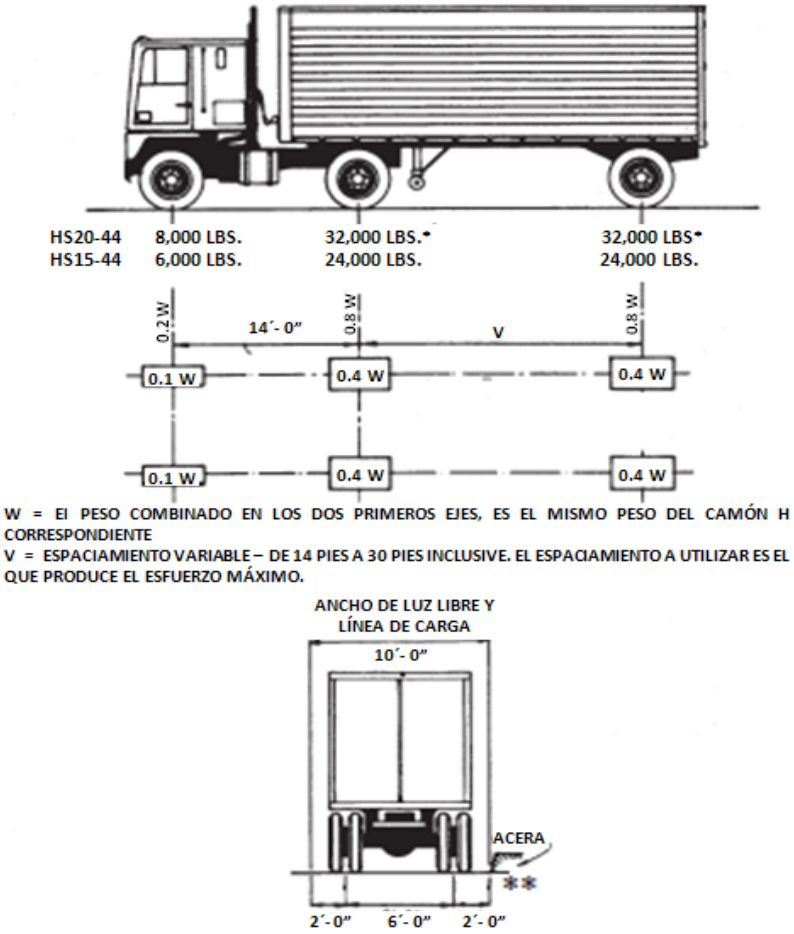
Tabla 3.2 Resumen de Especificaciones y Notas Generales – Planos Originales	
Especificaciones:	*Diseño:* Especificaciones Standard de 1957 para Puentes de Carreteras de la *American Association of State Highway Officials (AASHO)* con las excepciones indicadas.
	Construcción: Especificaciones Standard para Construcción de Carreteras y Puentes en Proyectos Federales del *United States Department of Commerce, Bureau of Public Roads (FP-57)* y Provisiones Especiales del Contrato.
	Carga viva: **H15-S12-44**.
Concreto:	Todo el concreto será Clase "A" y deberá colocarse en lo seco. Las aristas expuestas deberán construirse con un chaflán de ¾" excepto cuando se indique diferente. Las superficies sobre la línea natural del terreno deberán formaletearse con madera acepillada y aquellas que queden a la vista deberán afinarse de acuerdo con el Artículo 406-3.20(d) de las especificaciones FP-57 excepto el piso que se acabará de acuerdo con los párrafos (a) y (b) del mismo artículo.
Juntas de construcción:	Juntas de construcción en la superestructura deberán ser horizontales y tener llaves de 4" de profundidad que ocupen el tercio medio del ancho de la junta y uniformemente espaciados para ocupar un total de un tercio de su largo. Juntas en el piso se construirán según lo indique el Ingeniero o los planos.
Acero de Refuerzo:	Será de varilla deformada de grado estructural o intermedio de acuerdo con la designación ASTM A15-54 (AASHO M31-54). Todas las dimensiones del refuerzo se refieren al centro de las varillas. Estas deberán colocarse a 2" de la superficie de concreto más cercana, excepto cuando los planos

	indiquen otra dimensión. Todas las varillas deben mantenerse rígidamente en los espacios especificados mientras se coloca el concreto. Los empalmes tendrán un traslapo de 20 diámetros excepto en aquellas varillas horizontales con más de 12 pulgadas de concreto debajo de la varilla en que los empalmes serán de 35 diámetros.
Excavación:	La excavación para los cimientos deberá cortarse verticalmente y a más de 1'-6" de las líneas del cimiento. La excavación en toba dura, bien cimentada, deberá hacerse dentro de las líneas de los cimientos y el concreto de dichos cimientos colocarse en contacto directo con la toba. La destrucción o variación de los bancos y taludes del río no es permitida, excepto cuando se indica en los planos.
Acero Estructural:	El acero estructural de la Armadura y los Marcos deberá conformar con la Especificación ASTM A7, excepto cuando los planos indican acero al manganeso (MANG) que conformará con la Designación A440 también de la ASTM. En aquellos miembros que deben fabricarse con platinas soldadas la clase de acero será de acuerdo con la Especificación ASTM A373. Todos los remaches serán de 7/8". Las conexiones a efectuarse en el campo serán sub-punzonadas , montadas y rimadas en el taller de acuerdo con la contra-flecha requerida. Los planos de taller deber ser aprobados por el Ingeniero antes de comenzarse la fabricación.
Contra-flecha:	Las armaduras deben fabricarse con la contra-flecha correspondiente a Carga Muerta Total.
Los requisitos para Soldadura, Placas de Asiento y Pintura descritos en las notas Generales del Plano Standard No. S1-2 rigen también para la Armadura de 250' y los Marcos.	

La Carga Viva H15-S12-44 indica un camión con remolque según la versión de AASHO (actualmente denominada AASHTO) de 1944. Posteriormente la designación pasó a denominarse como HS15-44. Esta carga representa el 75% de la carga viva estándar para carreteras HS20-44. S12 indica el peso en toneladas del eje del remolque. En la Figura 3.2a se presentan las cargas por eje y por huella para el camión con remolque HS15-44. (CalTrans, 2004). La Carga Viva HS15-44 también designa una carga uniforme aplicada en una franja de 10 pies (3.05 m) de ancho en conjunto con una carga concentrada, según se muestra en la Figura 3.2b. En este caso, la carga concentrada es diferente para diseños gobernados por flexión versus los gobernados por cortante.

En resumen, la Carga Viva HS15-44 (H15-S12-44) consiste de tres ejes, uno de 6,000 lbs (2,730 kg) y dos de 24,000 lbs (10,910 kg) distribuidos en seis huellas según se indica en la Figura 3.2a.

(a)



(b)

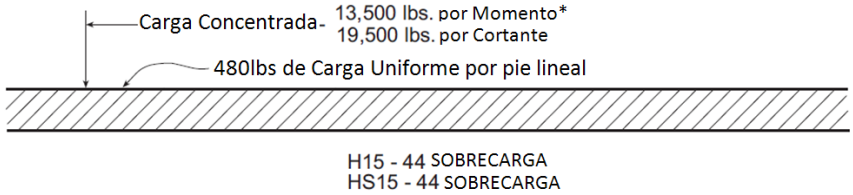


Figura 3.2 (a) Camión estándar con remolque HS de AASHTO. (b) Carga de carril HS15-44 de AASHTO.

3.2 Sistema estructural

A continuación se describe el sistema estructural del Puente Virilla-RN1 antes de la intervención. La descripción presentada es producto de la revisión de los planos estructurales y de más de una docena de visitas al sitio.

El Puente Virilla-RN1 está ubicado en el kilómetro 5 de la Ruta Nacional 1 en el segmento que comunica la ciudad de San José con el Aeropuerto Internacional Juan Santamaría. El puente

cruza el cañón del río Virilla en un punto en el cual éste alcanza una profundidad de casi 43 m. Este río forma una barrera natural que divide el Valle Central en dos segmentos, uno norte y el otro sur. La comunicación vehicular a través de este río siempre ha presentado un reto para la ingeniería del país.

En general, el sistema estructural de un puente se puede separar en tres subsistemas: Subestructura, Superestructura y Tablero o losa de ruedo. Esa división responde a la secuencia normal de flujo de cargas gravitacionales actuando sobre el puente. Las cargas vivas son aplicadas al tablero y a las vigas de piso y de allí son distribuidas hacia la superestructura. La superestructura a su vez se apoya sobre la subestructura que recibe las cargas y las transmite al medio soportante. En cada uno de los pasos de avance indicados se van incorporando también las cargas muertas correspondientes.

En la Figura 3.3 se presenta una vista aérea del Puente Virilla-RN1 en dirección sur- norte. En la fotografía se indica la ubicación de los Bastiones 1 y 2 y de las Pilastras 1, 2 y 3. Además, se indica en la fotografía la ubicación de los Tramos 1, 2, 3 y 4. Los Tramos 1, 2 y 4 consisten de vigas compuestas y el Tramo 3 consiste de una armadura que soporta el tablero.

Subestructura

La Subestructura del puente es de concreto reforzado y consiste de dos bastiones y tres pilastras erigidos sobre placas de fundación. La Pilastra 1 tiene una altura de 22.4 m y está formada por tres columnas unidas por vigas a 10.35 m de altura y por una viga cabezal que sirve de apoyo a la superestructura. Las Pilastras 2 y 3 tienen una altura de 23.4 m y están formadas por dos columnas con dos vigas de amarre. Las tres pilastras tienen un ancho de 18.3 m. Los Bastiones 1 y 2 tienen un ancho de 19.6 m y consisten de una viga cabezal sobre tres columnas de 9.05 m y de 9.67 m respectivamente. La Figura 3.4 se presenta un diagrama de los componentes del puente. Todos los elementos que constituyen la subestructura fueron construidos con concreto reforzado. La inspección visual de la subestructura indica deterioro superficial del concreto reforzado, tal como se puede observar en las Figuras 3.24 y 3.25.

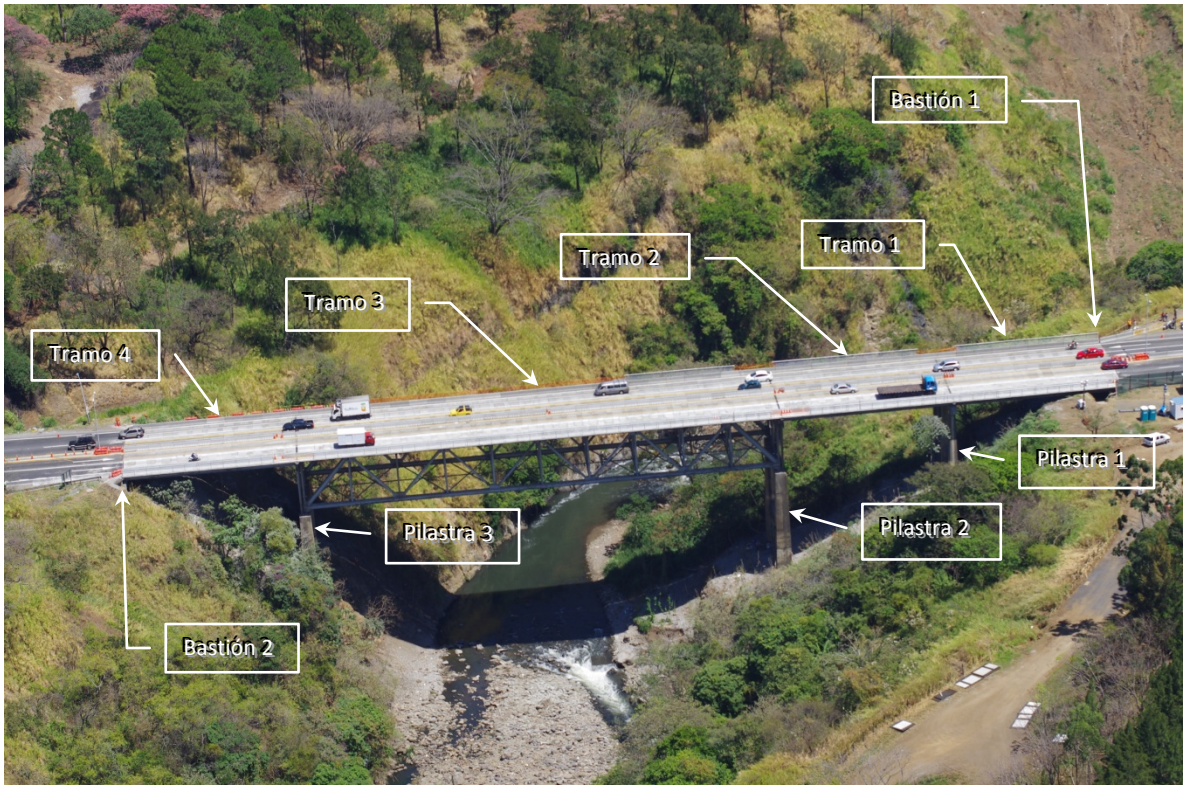


Figura 3.3 Vista aérea del Puente Virilla-RN1 en dirección aguas arriba, hacia el norte.

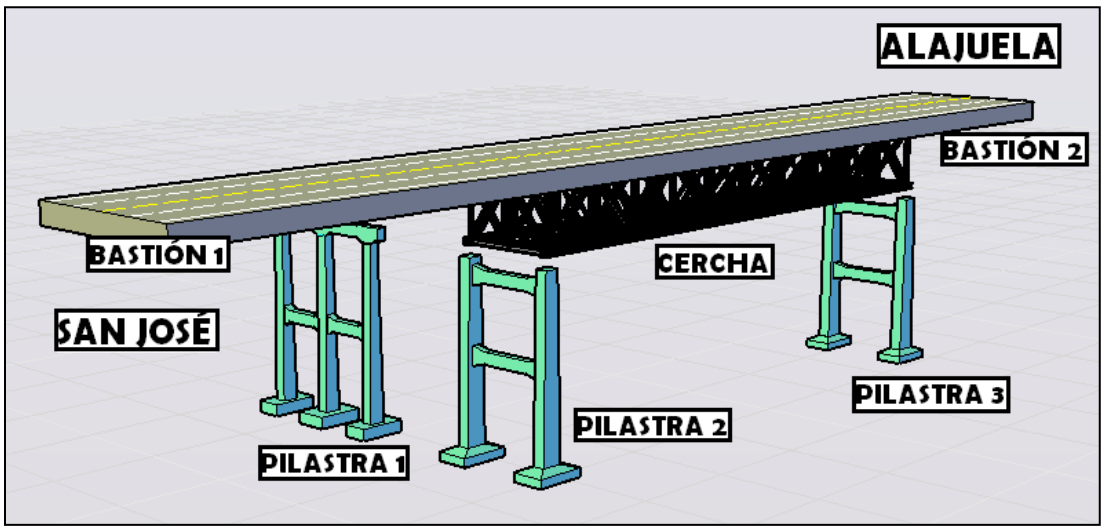


Figura 3.4 Diagrama de Puente Virilla-RN1 en dirección aguas abajo.

Superestructura

La Superestructura del puente es de acero y consiste de cuatro tramos apoyados de manera independiente sobre los bastiones y las pilastras. Tal como se adelantó en una sección anterior, en este trabajo esos tramos se denominarán de acuerdo a la designación presentada en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Designación y resumen de características de la Superestructura

Designación	***Ubicación***	***Sistema estructural***	***Longitud (m)***
Tramo 1	Bastión 1 a Pilastra 1	Vigas compuestas sobre apoyos simples	27.4
Tramo 2	Pilastra 1 a Pilastra 2	Vigas compuestas sobre apoyo simple (P1) y pórtico (P2)	27.4
Tramo 3	Pilastra 2 a Pilastra 3	Armadura de 28’ (8.53m) de altura sobre apoyos simples	76.2
Tramo 4	Pilastra 3 a Bastión 2	Vigas compuestas sobre pórtico (P3) y apoyo simple (B2)	27.4

Las vigas longitudinales de los Tramos 1, 2 y 4 son laminadas, dos internas de perfil W36x280 y dos externas de perfil W36x260, unidas entre sí por tirantes que funcionan como diafragmas, ver la Figura 3.5. La Figura 3.6 muestra la conexión del diafragma al alma de la viga longitudinal.

Las vigas longitudinales que transmiten las cargas del tablero hacia la armadura del Tramo 3 son vigas laminadas de perfil W21x68 (vigas de piso). Estas vigas están apoyadas sobre vigas transversales de perfil W24x94. En este trabajo no se incluye ninguna consideración sobre los elementos de la armadura del Tramo 3 en vista de que no se pudo realizar inspección visual de su estado por falta de accesos apropiados en la forma de andamios que permitieran valorar de cerca el estado del acero en los componentes y sus conexiones. Las conexiones entre componentes fueron fabricadas con remaches. Se tiene conocimiento de que algunas de las conexiones han perdido remaches con el paso del tiempo.

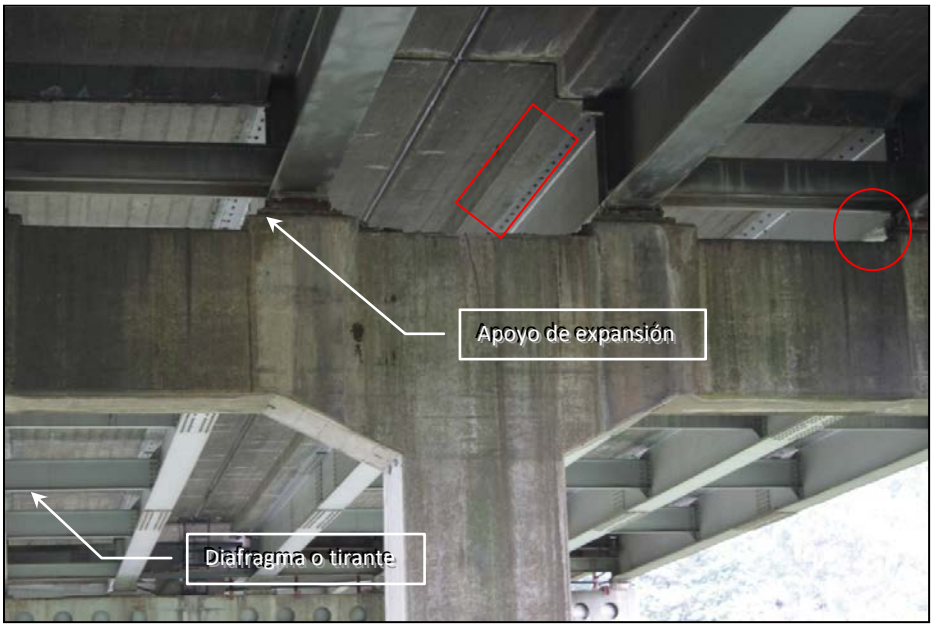


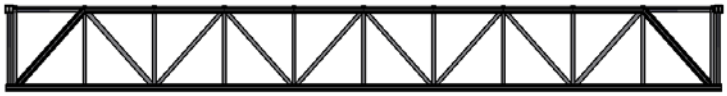
Figura 3.5 Apoyos de expansión de vigas compuestas del Tramo 1 sobre Pilastra 1.

Figura 3.6 Conexión entre viga compuesta y diafragma, Tramo 1.

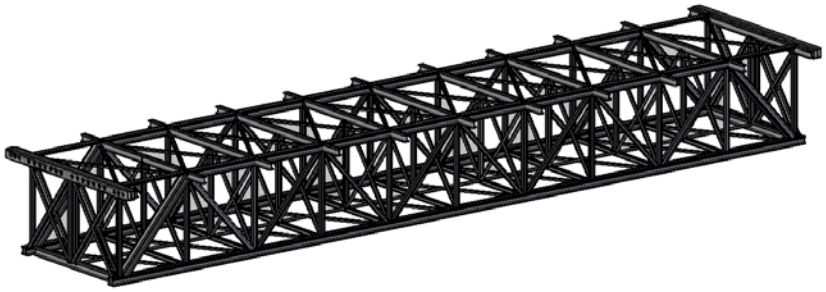
La armadura del Tramo 3 es el componente más importante del puente tanto por su luz de 76.2 m como porque subtiende la parte más profunda del cañón del río Virilla. En la Figura 3.7 se presentan ilustraciones de la armadura. Se puede observar que las cuerdas superior e inferior de la armadura son más voluminosas excepto en los segmentos extremos de la cuerda superior. Esta escogencia de tamaños de sección transversal indica la dirección de flujo de las cargas muertas y vivas anticipadas. Adicionalmente, se puede observar en la Figura 3.7c como los elementos transversales que unen las cuerdas superiores sirven también de apoyo a las vigas longitudinales del tablero. Los apoyos de las vigas longitudinales consisten de dos angulares

4”x3½” X 7/16” unidos al alma de las W24X94 mediante 5 remaches según se puede observar en la hoja E-115 de los planos estructurales. Normalmente, a este tipo de conexión se le considera como apoyo simple, ya que trasmite las fuerzas verticales pero permite rotación alrededor del eje transversal a la viga longitudinal.

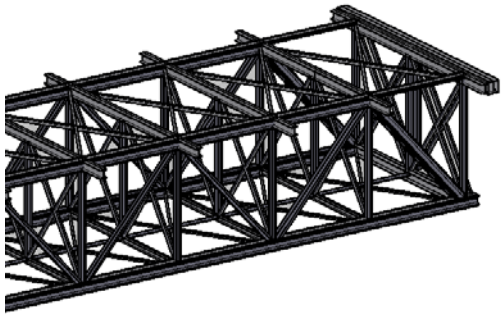
Los apoyos de la superestructura sobre la subestructura son todos dispositivos mecánicos anclados a la superestructura mediante pernos de 3”ϕ y 15” de profundidad. Los apoyos son fijos, de expansión o goznes. El estado general de los dispositivos indica carencia de mantenimiento preventivo. Las Figuras 3.8, 3.9 y 3.10 muestran apoyos fijos en el Bastión 1 y las Figuras 3.11 y 3.12 muestran los apoyos fijos en el Bastión 2. En todos los casos se puede observar corrosión producto de la filtración de agua desde las juntas de expansión. En los casos en que los apoyos están expuestos a la intemperie, su estado parece ser más precario. Tal es el caso de los que se muestran en las Figuras 3.13, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.7 a) Elevación de armadura de Tramo 3, b) Ilustración tridimensional de la armadura del Tramo 3. Se puede observar mayor rigidez en las cuerdas superior e inferior excepto en los segmentos extremos de las cuerdas superiores, c) Ilustración tridimensional de la armadura del Tramo 3. Se pueden observar los elementos transversales que reciben las cargas provenientes del Tablero.

Figura 3.8 Vigas compuestas del Tramo 1 en el extremo de apoyo sobre el Bastión 1.

Figura 3.9 Apoyo fijo de viga W36X260 del Tramo 1 sobre Bastión 1.

Figura 3.10 Apoyo fijo de viga W36X280 del Tramo 1 sobre Bastión 1.

Figura 3.11 Apoyo fijo de viga W36X280 compuesta del Tramo 4 sobre Bastión 2.

Figura 3.12 Apoyo fijo de viga W36X260 compuesta del Tramo 4 sobre Bastión 2.

Figura 3.13 Gozne inferior del pórtico de apoyo del Tramo 4 sobre Pilastra 3 (aguas arriba).

Figura 3.14 Apoyo de expansión de viga compuesta del Tramo 1 sobre Pilastra 1.

Figura 3.15 Gozne inferior del pórtico de apoyo del Tramo 2 sobre Pilastra 2.

Figura 3.16 Gozne inferior del pórtico de apoyo del Tramo 2 sobre Pilastra 2 (aguas abajo).

Figura 3.17 Gozne inferior del pórtico de apoyo del Tramo 2 sobre Pilastra 2 (aguas abajo).

Figura 3.18 Gozne inferior del pórtico de apoyo del Tramo 4 sobre Pilastra 3 (aguas arriba). El grado de deterioro por acción del ambiente y la carencia de mantenimiento es notable, tanto por la corrosión del acero como por la presencia de vegetación.

Tablero

El tablero del Puente Virilla-RN1 consistía de dos calzadas de 32'-4½" (9.87m) de ancho cada una separadas por juntas de expansión ubicadas en los Bastiones 1 y 2 y en las Pilastras 1, 2 y 3 (ver Figuras 3.19 y 3.20). Los ocho segmentos de tablero resultantes consistían en losas macizas de concreto reforzado de 6 ½" (16.5 cm) de espesor. El tablero contaba con un declive transversal de 1/8" por pie (1.04 cm por metro), del centro del puente hacia sus bordes. La Figura 3.21a muestra la sección transversal de una de las calzadas de concreto reforzado.

Las vigas de la superestructura de las cuales se obtenía acción compuesta con la losa (Tramos 1, 2 y 4) fueron colocadas de manera que la losa descansara siempre sobre las caras superiores de los patines de las vigas longitudinales siguiendo el declive transversal. La acción compuesta se lograba mediante llaves de cortante instaladas en los patines superiores de las vigas longitudinales de los Tramos 1, 2 y 4. Las llaves de cortante consistían de piezas de acero unidas a los patines mediante remaches. Las llaves de cortante ya instaladas se pueden observar en la viga W36X260 del extremo norte (aguas arriba) del Tramo 2 en la Figura 3.1. También se indican en el rectángulo de la Figura 3.5.

Cada segmento de losa maciza de concreto contaba con dos capas de refuerzo en dos direcciones con varillas de acero de refuerzo longitudinal No. 4@12" (30.4 cm) centro a centro y transversal No. 5@6 y (15.2 cm centro en las regiones de momento positivo y negativo en el sentido transversal. Ver Figura 3.21a. En los Tramos 1, 2 y 4, cada segmento de losa maciza estaba apoyado sobre las cuatro vigas longitudinales W36 para ambas calzadas. Por tanto, las cargas se transmitían a los apoyos mediante acción de losa en una dirección sobre una luz de 6'-7 2/5" (2.02m).

En el Tramo 3, cada segmento de losa maciza estaba apoyado sobre cuatro largueros W21x68 para ambas calzadas. Estos largueros están conectados al alma de las vigas de piso W24x94 mediante angulares. Por tanto, las cargas se transmitían a los apoyos mediante acción de losa en una dirección sobre una luz de 7'-3 3/4" (2.23m).

A pesar de que la intención del diseñador era distribuir las cargas en una dirección, es necesario agregar que para cargas concentradas, la losa maciza responde con lo que se puede denominar como acción en dos direcciones. Esto es posible porque la losa maciza era ortotrópica. La Figura 3.22 presenta una ilustración esquemática de este comportamiento.

Figura 3.19 Junta de expansión entre Tramo 1 y Tramo 2.

Figura 3.20 Junta de expansión entre Tramo 2 y Tramo 3.

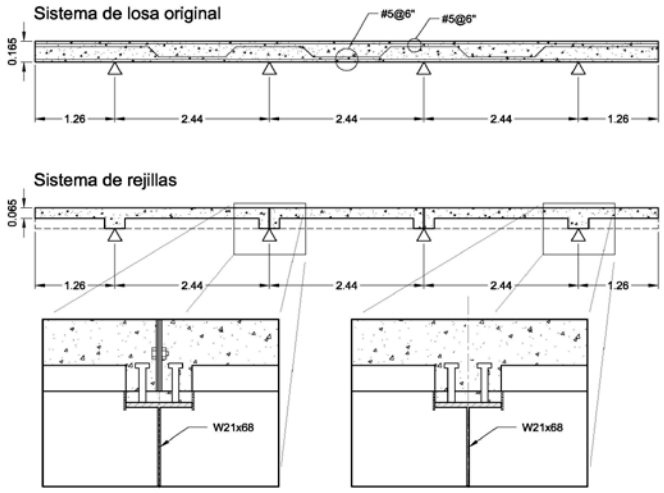


Figura 3.21 Tablero del Puente Virilla-RN1, a) losa maciza a reemplazar, b) rejilla mixta con profundidad parcial y c) detalle de conexión de panel A con panel B sobre larguero de apoyo.

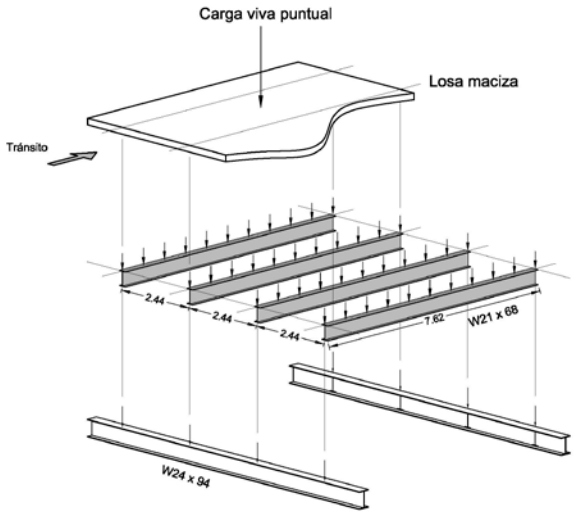


Figura 3.22 Distribución de fuerzas del tablero a la superestructura. Las cargas vivas sobre la losa son transmitidas a los largueros W21x68 y estos a su vez transmiten las cargas a las vigas de piso W24x94.

3.3 Materiales estructurales

De acuerdo con lo indicado en planos, el acero utilizado en la armadura del Tramo 3 es del tipo ASTM A7, con algunos elementos del tipo ASTM A440. El acero utilizado en las vigas compuestas de los Tramos 1, 2 y 4 es del tipo ASTM A440. No aparece ninguna indicación sobre el grado del acero.

El acero ASTM A7 se usó intensamente a partir de 1936 y fue retirado del mercado en 1967 y reemplazado por el acero ASTM A36 aun fabricado hoy día. Las características del acero ASTM A36 no son idénticas al A7 y por lo tanto no se consideran como iguales. El acero A7 puede tener un esfuerzo mínimo de fluencia menor que el A36. Cualquier modificación al puente debe por tanto contar con una determinación de las propiedades mecánicas del acero A7 con el fin de contabilizar en forma apropiada su aporte al sistema estructural.

El acero ASTM A440 estuvo disponible en el mercado de 1959 a 1979. Fue reemplazado por el acero A709 para puentes. Su uso en el Puente Virilla-RN1 representa una clara innovación en la construcción de obras de infraestructura en el país. El proveedor de este acero fue la compañía U.S. Steel. Ver Figura 3.23. Este acero para puentes es precursor del acero denominado de *alta resistencia y baja aleación*. El acero A440 es un acero de "*alta resistencia*" con propiedades similares a los de *alta resistencia y baja aleación*. El incremento en la resistencia se logró usando mayor contenido de carbón y de manganeso que el utilizado para el acero A7. Cabe notar que hoy día el acero A440 calificaría como un acero de resistencia intermedia únicamente.

El esfuerzo de fluencia en los aceros de baja aleación va de 40 ksi a 70 ksi (275 MPa a 480 MPa), por lo cual podemos esperar resistencia de 40 ksi o ligeramente superior para el acero A440 instalado. Sin embargo, no se pudo consultar ningún documento que consignara el grado del acero empleado. El hecho de que sea de los primeros aceros de alta resistencia disponibles hace pensar que probablemente se trata del tipo de menor esfuerzo de fluencia. Al igual que para el acero A7, cualquier modificación al puente debe por tanto contar con una determinación de las propiedades mecánicas del acero A440 con el fin de contabilizar en forma apropiada su aporte al sistema estructural.

Figura 3.23 Extremo de viga W36X260 con indicación de molino y fecha de fabricación.

Figura 3.24 Vista del extremo este del Tramo 3 sobre Pilastra 2.

Figura 3.25 Diafragma superior de la Pilastra 2 (aguas abajo).

3.4 Deterioro de la losa maciza

En general, el Puente Virilla-RN1 venía mostrando evidencias de carencia de mantenimiento preventivo desde hacía varios años. En la sección anterior se consignó el deterioro de los apoyos de la superestructura sobre la subestructura. También se puede observar en las visitas de campo que los elementos de la armadura están expuestos a lluvia, altas temperaturas y polvo. Es claro que muchos de los elementos ya presentan corrosión, como se puede ver en las Figuras 3.15, 3.16 y 3.17. En esas fotografías se puede observar el crecimiento de plantas adheridas al acero.

En general el deterioro de losas macizas se puede observar en muchos de los puentes del país con más de 25 años de construcción. El patrón de deterioro se puede separar en tres fases. La primera fase es el desgaste de la superficie de rodamiento. Una vez que esto sucede, el concreto estructural queda expuesto al tránsito vehicular. La siguiente fase consiste en la generación de fisuramiento de la losa en la dirección del refuerzo de acero. Esto causa que se generen cuadrículas de fisuras que continúan ensanchándose hasta dejar el acero expuesto. La tercera fase consiste en el desprendimiento de porciones del concreto formando baches en la superficie del tablero. El fisuramiento progresivo también se manifiesta en la cara inferior de la losa como se puede observar con la eflorescencia mostrada en las Figuras 3.26, 3.27 y 3.28. La eflorescencia muestra entonces que las grietas en la losa son continuas desde la cara superior hasta la cara inferior como se muestra en la Figura 2.29. Una vez alcanzada esta condición, la losa se fracciona en segmentos. Como se puede ver en las Figuras 3.26, 3.27 y 3.28, en algunos casos las fracturas en el tablero se extienden hasta cubrir todo el ancho entre apoyos. En el caso extremo la losa queda perforada, exponiendo tanto el acero superior como el inferior y perdiendo todo el concreto. Más aun, el fracturamiento de la losa significa que la losa pierde firmeza y por lo tanto disminuye su capacidad de amortiguar las deflexiones impuestas por el tránsito vehicular. Esta situación se ha presentado en los puentes de la Ruta Nacional 1 en los trayectos entre Barranca, Puntarenas y Liberia, Guanacaste.

Figura 3.26 Vista inferior de losa maciza y vigas compuestas, Tramo 1.

Figura 3.27 Vista inferior de losa maciza y vigas compuestas, Tramo 4.

Figura 3.28 Vista inferior de losa maciza y vigas compuestas, Tramo 1.

Figura 3.29. Vista transversal de losa original en donde se puede observar que la grieta transversal es continua hasta la cara inferior en donde muestra eflorescencia (Tramo 3).

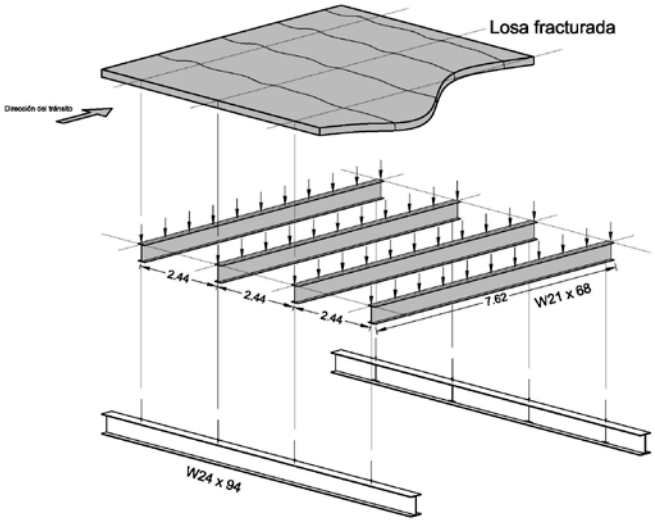


Figura 3.30 Esquema de distribución de cargas vivas con presencia de grietas transversales de penetración completa.

La losa del Puente Virilla-RN1 presentaba una condición como la descrita para las fases dos y tres. Las Figuras 3.31 y 3.32 muestran el fisuramiento en forma de cuadrícula que también se manifiesta en la cara inferior de la losa (Figuras 3.26, 3.27 y 3.28). Adicionalmente, este deterioro de la losa también se presenta en las juntas de expansión. La Figura 3.33 muestra una junta de expansión del Puente Virilla-RN1 en donde es posible notar un desprendimiento del concreto a lo largo del borde de la junta de expansión. Usualmente este desprendimiento se ensancha causando la formación de un bache. Esto conduce también al deterioro de la placa superior de la junta de expansión. En una siguiente etapa del deterioro de la junta de

expansión, la placa puede desprenderse debido al tránsito vehicular. Esto venía sucediendo desde antes del 2006 en la junta de expansión sobre la Pilastra 2 del Puente Virilla RN1. En la Figura 3.34 se puede apreciar el desprendimiento de la placa superior de la junta de expansión en casi todo el ancho de la calzada en la dirección San José – Alajuela (de Este a Oeste). La Figura 3.35 muestra los detalles de la junta de expansión.

El deterioro de la junta de expansión sobre la Pilastra 2 siguió avanzando hasta llegar a una condición en la cual la velocidad de tránsito empezó a disminuir. Esta disminución de la velocidad de paso trajo como consecuencia muchos inconvenientes a los usuarios. Cabe notar que el puente forma parte de un segmento de la Ruta Nacional 1 que registra un tránsito promedio diario (TPD) superior a 70 mil vehículos. Las Figuras 3.36 y 3.37 muestran los trabajos de reparación de la junta de expansión llevados a cabo en agosto de 2009 como medida de emergencia ante la considerable disminución de la velocidad de paso por el puente en el sentido San José – Alajuela (Este a Oeste). Después de la reparación la junta de expansión lucía con una abertura de 10 centímetros según se puede ver en la Figura 3.20. Esta solución seguía provocando alguna reducción en la velocidad de paso y además exponía a los extremos de los Tramos 2 y 3 y la Pilastra 2 a la intemperie.

El 31 de agosto de 2009, la Dirección de Puentes del MOPT presenta una propuesta de solución al problema del tablero del Puente Virilla-RN1 (Ramírez González, 2009). En esta propuesta se plantea la sustitución de la losa maciza existente por un Tablero de Rejilla Mixta construido a base de paneles de rejilla de acero de 5 3/16” (13.2 cm) de espesor. De la presentación conviene destacar que la Dirección de Puentes “recomienda considerar como alternativa a la losa nueva de concreto el uso de un piso mixto de rejilla de acero con concreto que tiene la ventaja de reducción del peso propio que permite el incremento de la capacidad de carga viva sin refuerzo adicional en vigas y cerchas.” Más adelante argumentan que la alternativa propuesta implica una reducción de un 33% con respecto al peso de la losa existente. También indican como respaldo a su recomendación que “(P)ara zonas urbanas y de alto tránsito se utilizan combinadas con concreto en toda la altura o a media altura dependiendo de la rigidez de la rejilla.” Esta última aseveración no es clara en cuanto a la necesidad de utilizar rejilla con concreto en toda la altura para casos de alto tránsito.

Figura 3.31 Agrietamiento de la losa. Grietas transversales en la cara superior

Figura 3.32 Agrietamiento de la losa. Grietas longitudinales y transversales en la cara superior

Figura 3.33 Junta de expansión sobre la Pilastra 2 entre Tramos 2 y 3. 2006.

Figura 3.34 Junta de expansión sobre la Pilastra 2 entre Tramos 2 y 3. 2009.

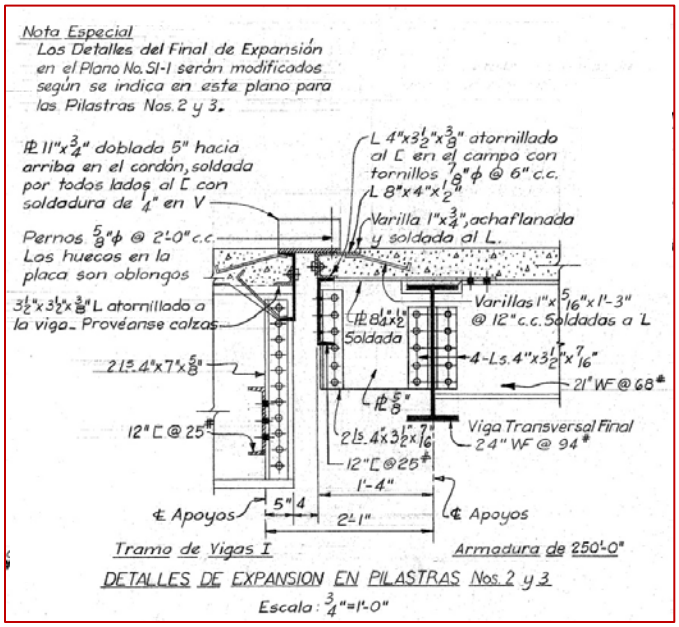


Figura 3.35 Detalles de Junta de Expansión sobre Pilastra 2.

Figura 3.36 Reparación de junta de expansión sobre la Pilastra 2. (1 agosto 2010)

Figura 3.37 Reparación de junta de expansión sobre la Pilastra 2. (1 agosto 2010)

4. Descripción de la estructura nueva

4.1 Tableros de Rejilla Mixta

Los Tableros de Rejilla fueron desarrollados en Estados Unidos a principios del siglo pasado. Los primeros tableros construidos fueron de rejilla abierta. Este tipo de rejilla empezó a sufrir daños por fatiga debido al incremento del número de vehículos y al aumento del peso de los camiones de remolque experimentado en ese país después de la Segunda Guerra Mundial. Esta experiencia dio paso al desarrollo de otro tipo de rejilla, la mixta, en la cual se incluyera concreto como material ligante. En la actualidad el uso del Tablero de Rejilla es bajo y se concentra en el Este de los Estados Unidos.

La Tabla 4.1 presenta datos sobre el uso de puentes de rejilla en USA. Para Pennsylvania y Florida parece haber mayor aceptación de este tipo de tablero. Para California, Oregon y Washington, territorios con mayor amenaza sísmica, los números son inferiores [2].

Tabla 4.1 Distribución comparativa de puentes por tipo de tablero, año 2010

Conteo

	Colado en sitio	Prefabricado	Rejilla abierta	Rejilla mixta
California	20,261 (97.7%)	391 (1.89%)	60 (0.30%)	25 (0.12%)
Oregon	3,567 (80.7%)	829 (18.8%)	20 (0.45%)	4 (0.09%)
Pennsylvania	14,365 (89.3%)	95 (0.59%)	792 (4.93%)	827 (5.14%)
Washington	4,682 (88.4%)	557 (10.5%)	25 (0.47%)	31 (0.59%)
Total	361,627 (86.5%)	52,203 (12.5%)	2,911 (0.70%)	1243 (0.30%)

Area (m^2)

	Colado en sitio	Prefabricado	Rejilla abierta	Rejilla mixta
California	26,212,160 (98.7%)	279,708 (1.05%)	66,474 (0.25%)	2,519 (0.01%)
Oregon	3,944,797 (80.7%)	227,899 (18.8%)	33,295 (0.45%)	3,628 (0.09%)
Pennsylvania	10,703,176 (93.6%)	54,227 (0.47%)	168,482 (1.47%)	510,614 (4.46%)
Washington	6,031,056 (96.6%)	136,740 (2.19%)	33,982 (0.54%)	42,375 (0.68%)
Total	302,160,177 (91.3%)	25,148,173 (7.60%)	2,225,864 (0.67%)	1,491,513 (0.45%)

Nota: *La distribución original incluye los 50 estados de la Unión Americana y conteo y área de tableros de placa de acero (incluye ortotrópica), acero corrugado, aluminio, madera y otros.*

Fuente: *Federal Highway Administration (FHWA) www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/deck.cfm*

Según la información de la asociación de fabricantes, los Tableros de Rejilla Mixta son de tres tipos de acuerdo con la cantidad de concreto utilizado: de profundidad completa, de profundidad parcial y los de acción compuesta o exodérmicos (Bridge Grid Flooring Manufacturers Association, 2010). En todos los casos, la asociación de fabricantes presenta sus productos con varilla de refuerzo de acero. Para el caso de profundidad completa se instala una varilla de refuerzo perpendicular al acero principal (vigueta), ver Figura 4.1, para el caso de profundidad parcial la varilla de refuerzo se coloca en la mitad superior del Tablero de Rejilla, paralela al acero principal, ver Figura 4.2. En ambos casos se recomienda el uso de ***sobrecapa***. El Tablero de Rejilla Compuesta (Exodérmico), mostrado en la Figura 4.3, es uno en el cual la mitad inferior del tablero lo forman secciones ***T*** invertidas y la mitad superior es una losa delgada de concreto con refuerzo en dos direcciones. Ambas partes actúan de forma compuesta mediante la instalación de conectores de cortante.

El Tablero de Rejilla instalado en el Puente Virilla-RN1 es manufacturado por la empresa L.B. Foster, domiciliada en Pittsburgh, Pennsylvania, USA. El fabricante lo denomina *5-Inch RB 8.2 Concrete Half-Filled Grid w/Overfill* y corresponde al segundo tipo mencionado arriba. En la Figura 4.4 se muestra una sección del tablero. Se puede ver que el tablero está formado por

[2] En el capítulo 6 se presenta una explicación sobre el efecto de los Tableros de Rejilla Mixtos sin ***sobrecapa*** en la respuesta sísmica de la superestructura de los puentes.

viguetas y barras secundarias en una dirección y barras transversales en la dirección perpendicular. En este caso, el fabricante no incluye ningún tipo de varilla de refuerzo adicional en la mitad superior del tablero. La diferencia entre uno y otro sistema consiste en el aporte del refuerzo de acero para dar continuidad al concreto colocado en las celdas, gracias al anclaje mecánico desarrollado entre el concreto, el refuerzo y la barra transversal. En el producto instalado en el Puente Virilla no existe esa continuidad.

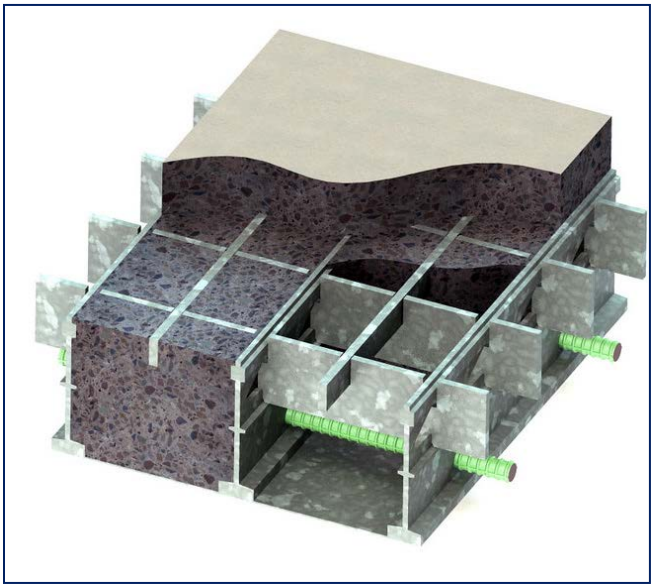


Figura 4.1 Tablero de Rejilla Mixta de profundidad completa. (Tomado de BGFMA, 2010)

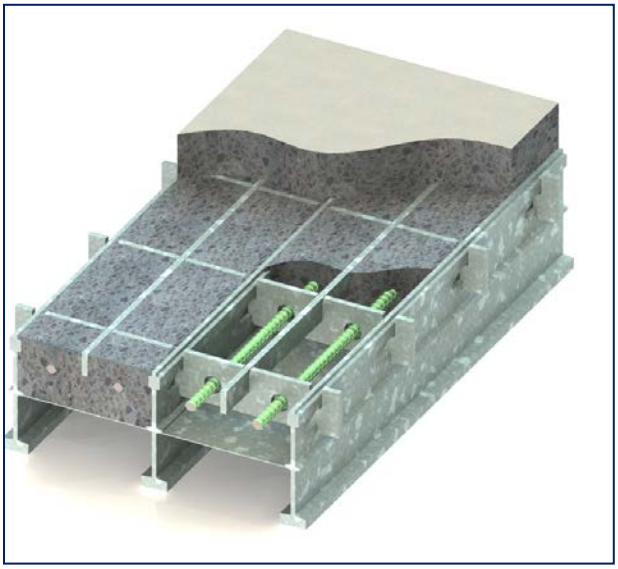


Figura 4.2 Tablero de Rejilla Mixta de profundidad parcial. (Tomado de BGFMA, 2010)

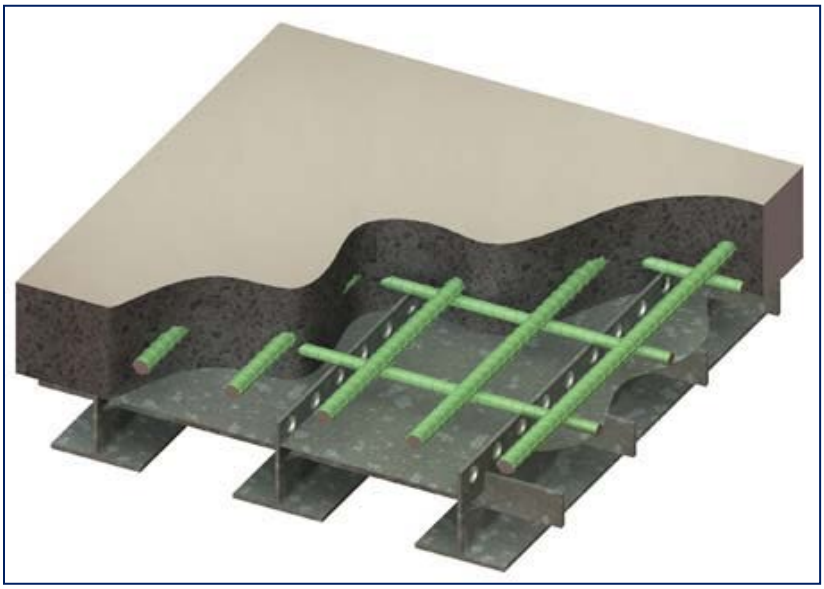


Figura 4.3 Tablero de Rejilla Compuesta (Exodérmica). (Tomado de BGFMA, 2010)

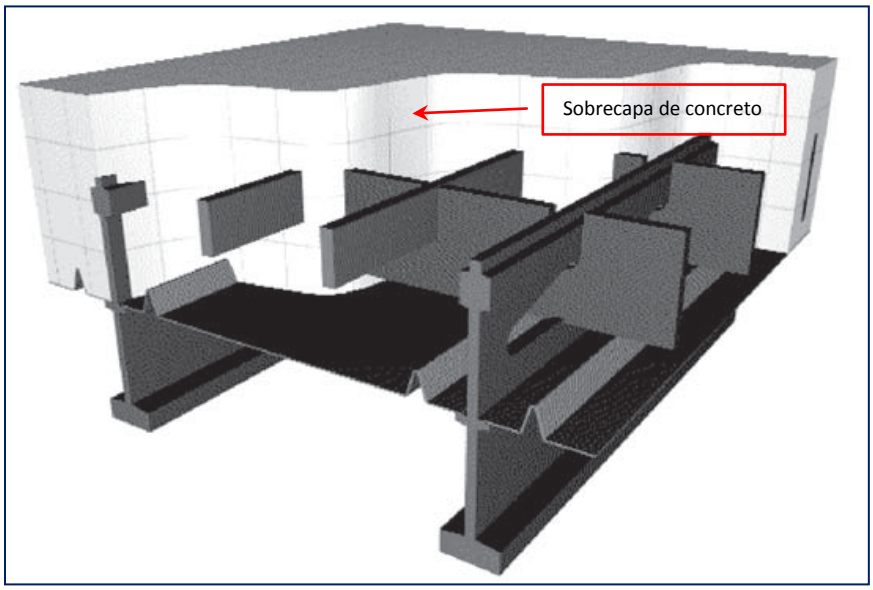


Figura 4.4 Tablero de Rejilla de profundidad parcial 5-inch RB 8.2 de L.B. Foster, similar a la utilizada en el Puente Virilla-RN1, excepto por la presencia de una sobrecapa de concreto.

Normalmente, el tablero de profundidad parcial se instala de manera tal que las viguetas queden colocadas en dirección perpendicular al flujo de tránsito. De esta manera se puede ver que el tablero de profundidad parcial se comporta como una placa ortotrópica (acción de losa en dos direcciones [3]) en la que la dirección fuerte es la dirección perpendicular al tránsito.

[3] La acción de losa en dos direcciones se pierde si no hay ***sobrecapa***. Esto significa que ante cargas concentradas no hay acción de losa en dos direcciones lo cual vuelve más severo el efecto en vista de que la distribución es entonces en una dirección únicamente. También se pierde el efecto de arco para las cargas de las ruedas (arching

La revisión de la literatura aportada por el fabricante y por la asociación de manufactureros muestra la instalación modular del tablero de rejilla de profundidad parcial. Sin lugar a duda, ésta es para ellos una ventaja competitiva con respecto a la solución tradicional de losa maciza de concreto reforzado colado en sitio. La instalación propuesta en la literatura consultada ofrece tanto una opción prefabricada como una con concreto colado en sitio. En la opción prefabricada solo es necesario colocar en sitio el concreto de las juntas de unión entre paneles. En todos los casos consultados en la revisión mencionada, los paneles son continuos en el sentido transversal o fuerte. Es decir, cada panel o módulo cubre el ancho completo de la calzada que está siendo reemplazada.

En el catálogo de productos (L. B. Foster, 2010), el fabricante recomienda el uso de una ***sobrecapa*** de concreto de al menos 1 ½" (4 cm) que debe ser colocada en forma integral con el concreto de las celdas de la rejilla. Según el fabricante, la ***sobrecapa*** mejora la calidad de ruedo, añade protección contra corrosión del acero de la rejilla, protege el concreto de las celdas y aumenta las propiedades estructurales de la sección compuesta del tablero.

Sin lugar a duda, la ***sobrecapa integral*** recomendada hace que el Tablero de Rejilla sea considerablemente más rígido que un tablero relleno de concreto hasta la altura del panel metálico. Según el propio fabricante (L.B. Foster, 2011), "(C)uando se diseña el Tablero de Rejilla usando el modelo de placa ortotrópica descrito en la normativa para puentes AASHTO LRFD, esta rigidez mejorada se toma en cuenta mediante el uso de las constantes de placa, que varían dependiendo de la presencia de la ***sobrecapa***."

El artículo 4.6.2.1 de AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007) dicta los lineamientos para el diseño de tableros. En el inciso 4.6.2.1.8 se presentan los efectos de carga viva para rejillas de profundidad parcial. Los efectos de carga presentados corresponden a los momentos transversales y longitudinales para los dos posibles casos: viguetas perpendiculares al tránsito y viguetas paralelas al tránsito. Para ambos casos se incluye un factor de reducción para incluir la continuidad sobre apoyos. También se incluyen como parte del diseño las ecuaciones para el cálculo de las deflexiones máximas en los tableros ante cargas de servicio. Las ecuaciones están basadas en la teoría de placas ortotrópicas y consideran la solicitación de carga viva HL-93.

Finalmente conviene referirse a algunos de los ejemplos exitosos del uso de Tableros de Rejilla Mixta citados por el fabricante y la asociación de manufactureros. Se mencionan los puentes Brooklyn y Manhattan en la ciudad de Nueva York, el puente Verrazano Narrows que une a Brooklyn con Staten Island, también en Nueva York y el puente South 10th Street sobre el río

action). El efecto de arco es un fenómeno estructural en el cual las cargas de las ruedas se transmiten fundamentalmente mediante puntales de compresión que se forman en la losa.

Monongahela en Pittsburgh, Pennsylvania. Los primeros tres son puentes muy importantes por el número de vehículos que transitan por ellos diariamente, por su valor histórico y porque todos cubren luces muy grandes. El cuarto puente también cubre una luz relativamente grande pero tiene menor tránsito diario. En todos los casos se trata de puentes colgantes en razón de las grandes distancias que tienen que cubrir.

Los puentes colgantes empezaron a construirse en los Estados Unidos desde el siglo XIX. En esos tiempos la tecnología constructiva fue desarrollándose sobre un sustrato empírico muy importante. Se aprendieron lecciones sustentadas sobre el colapso de puentes tanto durante la construcción como después de inaugurados. Sobrevivieron los que fueron construidos con pleno entendimiento del concepto de *rigidez* en los puentes colgantes modernos. El puente de Brooklyn fue abierto al tránsito de peatones, carruajes de caballos, tuberías y dos líneas de tranvías en 1883. Una revisión de los planos iniciales de este puente indica que el tablero cubre luces muy pequeñas a la hora de transmitir las cargas vivas. Cada calzada mide 10 m. de ancho y está apoyada en 10 vértices de la armadura que sirve de superestructura (Kawada, 2010). Los otros tres puentes citados, Manhattan, Verrazano y South 10th Street, aunque menos famosos, comparten la misma característica estructural.

La inevitable necesidad de los puentes colgantes de contar con una superestructura muy rígida, hace que sean muy apropiados para la instalación de tableros de rejilla. Esto por cuanto el tablero no necesita entonces suplir la doble misión de receptor y distribuidor de Cargas Vivas y de rigidizador de la superestructura. Para información sobre las características de los puentes colgantes de Costa Rica, véase el informe sobre el colapso del Puente Tárcoles-RN137 (Santana, Informe sobre el Colapso del Puente Tárcoles-RN137, 2010).

4.2 Tablero de Rejilla Mixta instalado en el Puente Virilla-RN1

El Tablero de Rejilla Mixta instalado a principios de 2011 en el Puente Virilla-RN1 fue fabricado por la empresa L.B. Foster. La designación empleada por el fabricante es ***5-Inch RB 8.2 Concrete Half-Filled Grid w/Overfill***. La Figura 4.5 muestra las dimensiones típicas del Tablero.

Entre las características más importantes del Tablero de Rejilla Mixta instalado, destacan la separación de 8” (20.3 cm) centro a centro entre las viguetas y la ausencia de barras de refuerzo paralelas a las viguetas colocadas en el concreto de relleno como se indica en la Figura 4.2. Además, la profundidad del concreto de relleno es de 2 ½” (6.35 cm), sin ***sobrecapa***. El Tablero de Rejilla Mixta se fabrica en paneles de hasta 8’2” (2.49 m) de ancho, como se indica en la Figura 4.5. El Tablero de Rejilla Mixta se fabricó con acero ASTM A588 Grado 50W que incluye un tratamiento anticorrosivo.

En una primera instancia, se planificó la instalación del nuevo tablero usando paneles de 5’ (1.52 m) de ancho con separación de 6” (15.2 cm) entre viguetas. Posteriormente esta decisión

fue modificada y se optó por la compra de paneles de 8’ (2.44 m) de ancho con separación de 8” (20.3 cm) entre viguetas. De esta forma, los paneles instalados fueron clasificados en 6 categorías de acuerdo a sus dimensiones y al tramo del puente en que serían instalados. Los paneles A (3.66x2.44m), B (2.44x2.44m) y C (3.66x2.44m) se instalarían en los Tramos 1, 2 y 4 y los paneles D (3.66x2.44 m), E (2.44x2.44m) y F (3.66x2.44m) en el Tramo 3. La diferencia entre los dos grupos de paneles se debe a las diferentes condiciones de apoyo. Los paneles A, B y C fueron instalados sobre vigas longitudinales W36x260 y W36x280, ambas con patines de 16 ½” (41.9 cm) y 16 5/8” (42.2 cm) de ancho respectivamente. Los paneles D, E y F fueron instalados sobre largueros W21x68 con patines de 8 ¼” (21.0 cm).

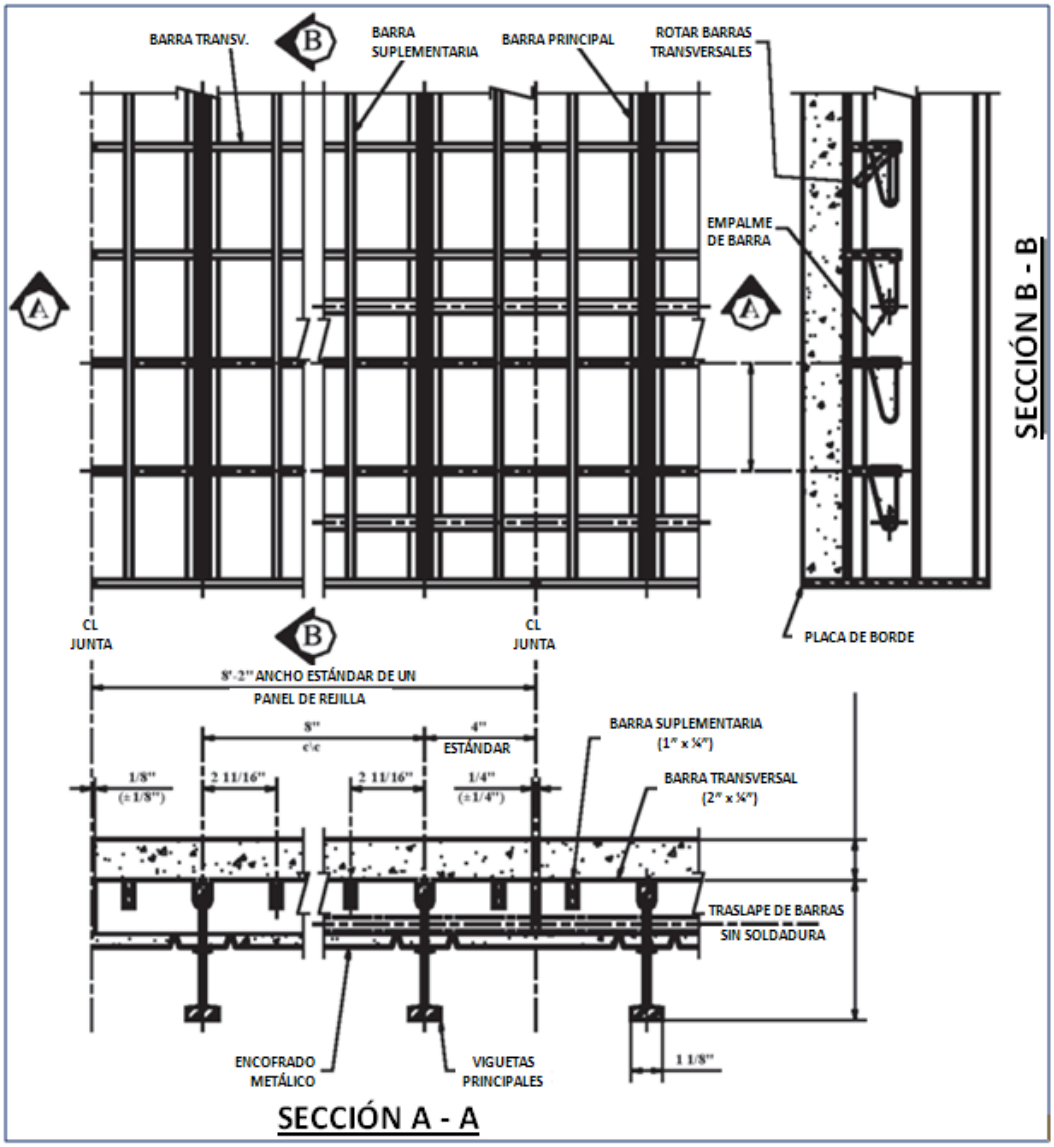


Figura 4.5 Detalles típicos del Tablero de Rejilla Mixta de profundidad parcial 5-inch RB 8.2 de L.B. Foster, utilizada en el Puente Virilla-RN1.

Los paneles fueron colocados en franjas longitudinales siguiendo un orden que permitiera mantener 3 carriles abiertos al tránsito vehicular durante todo el proceso de construcción. La Figura 4.6 muestra la franja formada por paneles C y F colocados en el carril interno de la calzada San José – Alajuela.

Sobre las vigas longitudinales de los Tramos 1, 2 y 4 y en los largueros del Tramo 3 se debían colocar conectores de cortante espaciados longitudinalmente una distancia de 32.8 cm centro a centro. Estos conectores tienen la función de transmitir esfuerzos cortantes para lograr acción compuesta entre el Tablero de Rejilla Mixta y las vigas y largueros que le sirven de apoyo en el sentido longitudinal. Estos detalles se pueden encontrar en las hojas 6 de 17 y 7 de 17 del cartel de licitación. Las Figuras 4.7 y 4.8 muestran el proceso de colocación de los conectores. Las fotografías mostradas en ambas figuras muestran que no se respetó la distancia de separación de conectores de cortante de acuerdo a lo estipulado en planos. También se muestra que para la colocación de los conectores se procedió a cortar y doblar las barras de acero secundario. Las barras fueron desdobladas y vueltas a unir con puntos de soldadura antes de la colocación del concreto.

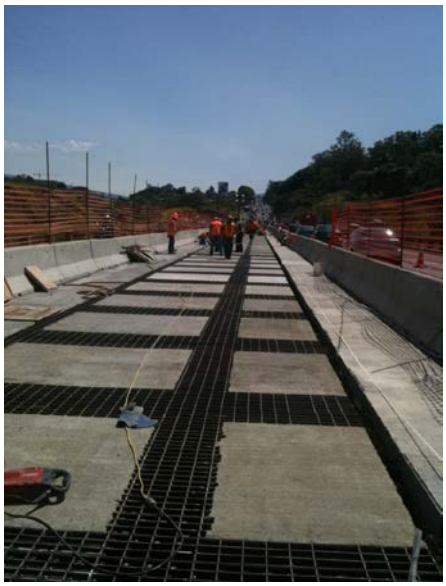


Figura 4.6 Franja formada por paneles C y F colocados en el carril interno de la calzada San José – Alajuela. Fuente: CONAVI.

Figura 4.7 En la fotografía se puede apreciar al operario en proceso de colocación de conectores de cortante. En la parte inferior de la fotografía, se puede observar también que el acero secundario fue cortado para facilitar la colocación de los conectores.

Figura 4.8 La fotografía muestra que la colocación de conectores de cortante no sigue las especificaciones de los planos (32.8 cm centro a centro). También se muestra el corte y el doblez del acero secundario de la conexión.

La conexión en el sentido transversal entre los paneles A y B y entre B y C así como entre los paneles D y E y entre E y F consistió de pernos de ¾" con arandela y tuerca colocados a cada 8" (20.3 cm) centro a centro y a 6.4 cm de la base (mitad de altura) del Tablero de Rejilla Mixta. Estos detalles aparecen en las hojas 6 y 7 del cartel de licitación. La Figura 4.9 muestra esquemáticamente los puntos de conexión entre los paneles y el detalle de la conexión en un recuadro. En las Figuras 4.10 y 4.11 se muestran vistas desde diferentes ángulos de la conexión

entre los paneles A y B. Como se puede observar en la Figura 4.11, la conexión consiste únicamente en la unión de las placas de borde de los paneles en el sentido longitudinal mediante pernos de ¾" a cada 20.4 cm. La fotografía de la Figura 4.12 muestra el tramo del panel A que es continuo sobre el apoyo.

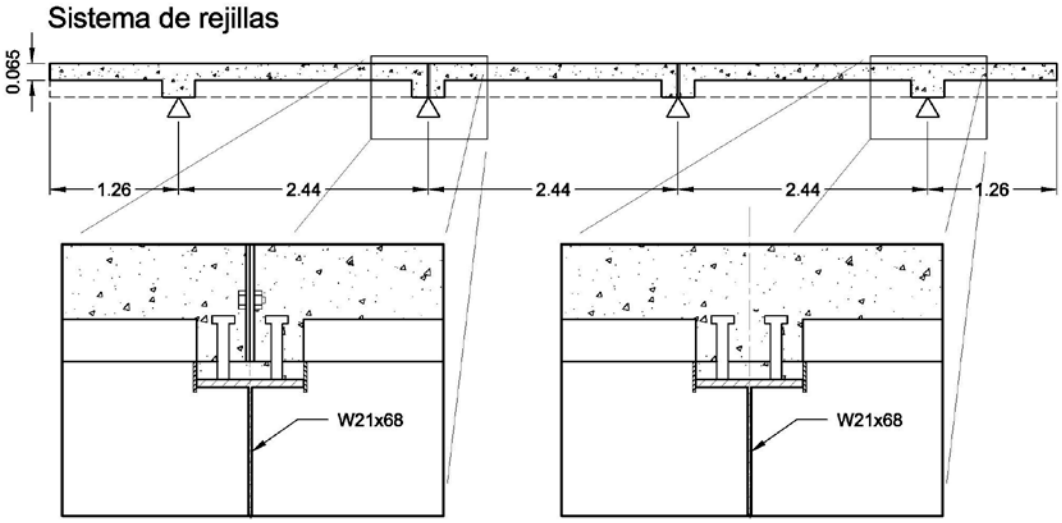


Figura 4.9 Representación esquemática de las conexiones entre paneles. Se puede observar en el dibujo que las conexiones consisten simplemente de un perno con arandela y tuerca colocado a mitad de altura del Tablero de Rejilla.

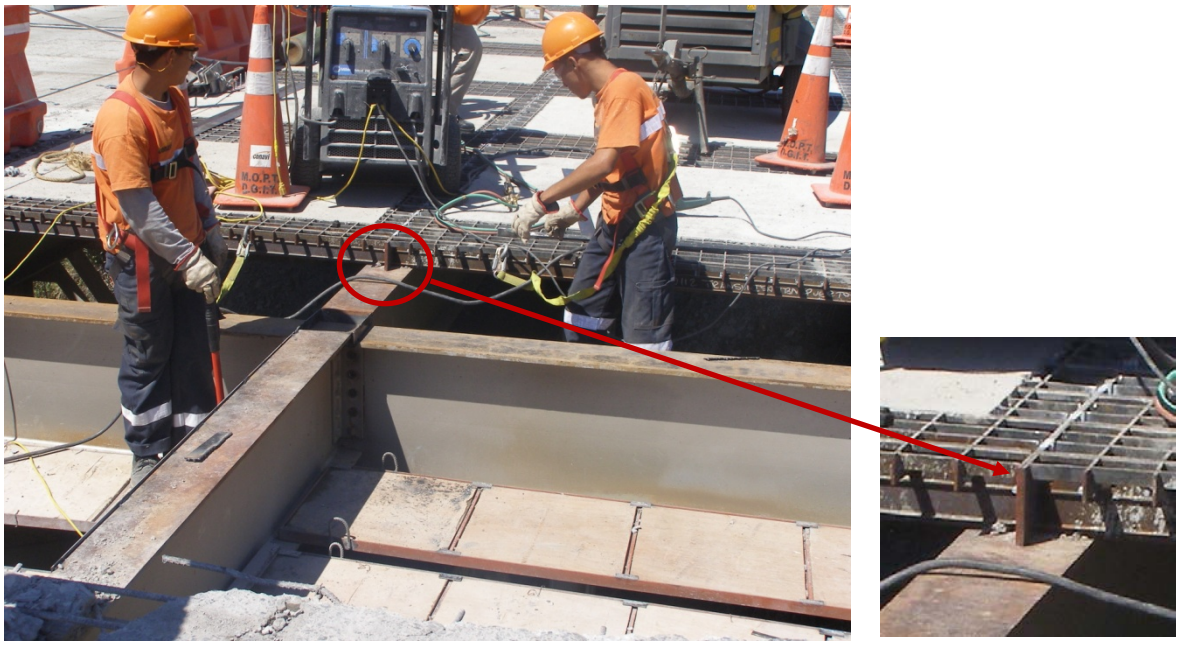


Figura 4.10 La fotografía muestra la conexión entre paneles A y B. Como se puede observar en el recuadro, la conexión consiste únicamente en la instalación de pernos de ¾" a cada 20.4 cm.

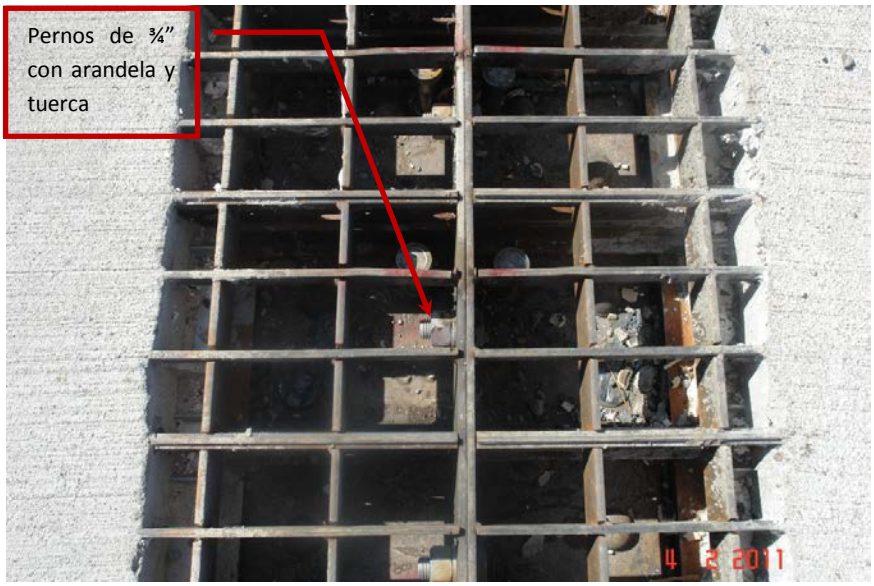


Figura 4.11 La fotografía muestra la junta de unión longitudinal entre dos paneles. Se puede notar que la conexión la proveen los pernos de ¾" colocados a cada 20.4 cm a mitad de altura del panel.

Figura 4.12 La fotografía muestra el tramo del panel A que es continuo sobre el apoyo.

Debido a la diferencia de altura de 1 5/16" (3.33 cm) entre la losa maciza existente (6 ½") y el Tablero de Rejilla Mixta (5 3/16") se colocó una placa vertical que sirviera de nivelación y de soporte en ambos lados de los patines de las vigas longitudinales y de los largueros. En la Figura 4.13 se puede observar la placa vertical soldada al patín superior de una viga longitudinal interna (W36x280) del Tramo 1. En los planos del cartel de licitación aparecen angulares en vez de placas para nivelación y soporte. Esta diferencia entre lo solicitado y lo construido hace que

la luz libre del tablero entre vigas longitudinales o largueros resulte mayor que lo contemplado en el diseño.

La colocación del concreto en el Tablero de Rejilla Mixta se llevó a cabo en dos etapas. En la primera, el concreto fue colocado en planta. En la segunda, el concreto fue colocado en sitio en las juntas de unión longitudinales y transversales. Las especificaciones sobre la resistencia del concreto fueron planeadas de acuerdo con las dos etapas descritas. El concreto colocado durante la segunda etapa necesitaba alcanzar una resistencia de 280 kg/cm^2 en 24 horas, mientras que el de planta podía alcanzar la misma resistencia en 28 días. Durante la construcción fue necesario colocar todo el concreto de al menos dos paneles en sitio. Ver Figura 4.14.

Figura 4.13 La fotografía muestra la placa de nivelación y de apoyo para el nuevo tablero.

Figura 4.14 Colocación en sitio del concreto en los paneles A y B en la calzada San José – Alajuela, acceso Este del puente. En este caso, los paneles completos contendrán concreto de alta resistencia. La Figura 4.15 muestra el proceso de colocación y curado del concreto en planta. Como se puede observar en la figura, es necesario colocar el panel en una superficie plana de manera que no sufra deformaciones antes de que el concreto fragüe. Esto indica que el panel es muy flexible y carece de la rigidez necesaria para sostener el concreto sin deformarse excesivamente. En la Figura 4.16 se muestra la colocación del concreto en sitio. La mayoría del concreto colado en planta corresponde a rejillas con profundidad parcial de concreto, i.e., a mitad de altura del tablero. Por otro lado, la mayoría del concreto colado en sitio corresponde a segmentos de rejilla con profundidad total de concreto. Para este proyecto las juntas de unión transversales se colaron con concreto de profundidad total. Lo mismo es cierto para las conexiones longitudinales. La presencia de juntas de unión transversales como las descritas hace que el Tablero de Rejilla Mixta cuente con rigidizadores transversales. El efecto es similar al que ocurre en el caso de losas de concreto con nervaduras. La Figura 4.17 muestra una vista inferior del Tablero de Rejilla Mixta en la cual se pueden observar los rigidizadores transversales arriba mencionados.

Figura 4.15 Colocación del concreto en planta. Fuente: CONAVI.

Figura 4.16 Colocación del concreto en sitio. Fuente: CONAVI.

Figura 4.17 Vista inferior del Tablero de Rejillas Mixto. Obsérvense las conexiones transversales que actúan como rigidizadores transversales.

La revisión de dos de los paneles (A y B) con concreto colado en planta, obtenidos por el LanammeUCR, permitió constatar la ubicación de las soldaduras que unen las barras transversales, las barras secundarias y las viguetas. También permitió verificar el tipo de soldadura entre las viguetas y la placa final que sirve de conexión entre el panel A y el panel B. En el Anexo 1 se presenta una revisión detallada de la ubicación y longitud de las soldaduras de los paneles. De acuerdo con lo presentado allí, se hace evidente que las únicas soldaduras continuas (Tipo *a* en el Anexo) son las que unen las viguetas con las placas de borde. En consecuencia, la integridad estructural de cada panel se alcanza únicamente cuando está presente el concreto de relleno en cada una de sus celdas. A manera de ilustración en la Figura 4.25 se presentan dos tipos de rejilla abierta en las cuales se puede notar la continuidad de las conexiones entre barras longitudinales, transversales y cruzada según el tipo.

Finalmente, cabe indicar aquí que durante el proceso de instalación del Tablero de Rejilla Mixta, se encontraron problemas en las conexiones de largueros con vigas transversales en el Tramo 4. La Figura 4.18 muestra una de las conexiones en la cual 3 de los 5 remaches ya se han quebrado y desprendido. La falla de los remaches por cortante puede deberse al incremento en el número de vehículos que usan la vía y en el incremento del peso de esos vehículos que se ha registrado a lo largo de 50 años de operación del puente. Una situación similar podría estarse presentando en algunas de las conexiones de la armadura del Tramo 3.

Figura 4.18 Conexión de larguero a viga transversal de la armadura en el Tramo 3. Se puede notar que en la conexión de la izquierda 3 de los 5 remaches han fallado posiblemente por fatiga. En conexión mostrada a la derecha hacen falta 4 de 5 remaches.

4.3 Deterioro acelerado del Tablero de Rejilla Mixta

Las celdas rellenas de concreto de los paneles empezaron a dar muestras de deterioro al poco tiempo de haber sido puestas en uso. Los primeros indicios de deterioro se presentaron en menos de un mes de operación normal. El deterioro empezó a ser notorio en la parte central de los paneles, en donde el concreto de relleno solo alcanzaba la mitad superior de la altura de la rejilla. La inspección ocular del deterioro en diferentes paneles en distintos tramos a lo largo y a lo ancho del puente permite definir una secuencia de deterioro progresivo. Las observaciones permiten delimitar al menos tres fases de daño. En la primera Fase, el concreto de los bordes de la celda se desprende de manera más o menos uniforme en los lados largos y en los lados cortos. Ver Figura 4.19. En la Fase 2, se desprende una delgada capa superficial del concreto de relleno. Esta capa es la que estaba en contacto con el tránsito vehicular. La profundidad de la capa es de unos 2 milímetros. El desprendimiento del concreto continúa de la misma manera, es decir, mediante un proceso de deslaminación paulatina del concreto de las celdas hasta alcanzar unos 3 cm de profundidad. En la fase 3, el concreto se fragmenta en piezas más o menos redondeadas que ocupan la parte inferior de la celda. Esas piezas de concreto no están en contacto con las paredes de la celda metálica. En todos los casos, el producto del deterioro es un concreto pulverizado que se va acumulando en los cordones de la calzada. La Figura 4.20 muestra evidencias de todas las fases ocurriendo en un mismo panel.

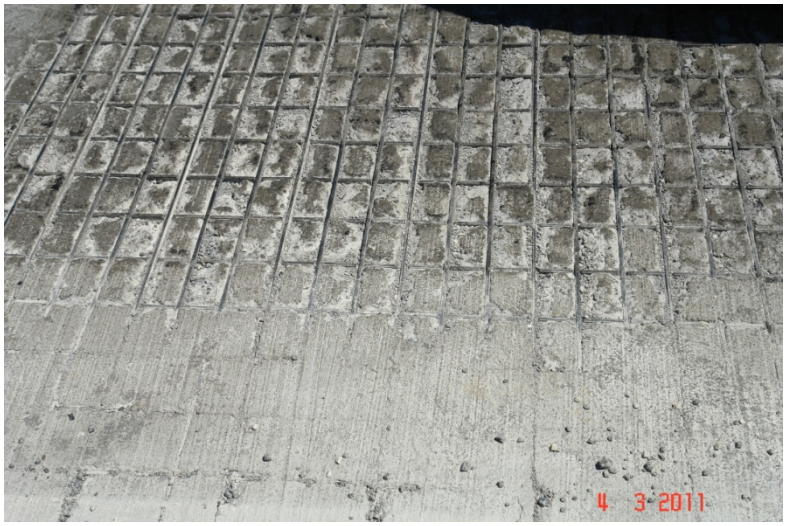


Figura 4.19 Fase 1 de deterioro del concreto de relleno de celdas. Notar desprendimiento similar en los cuatro lados de la celda.

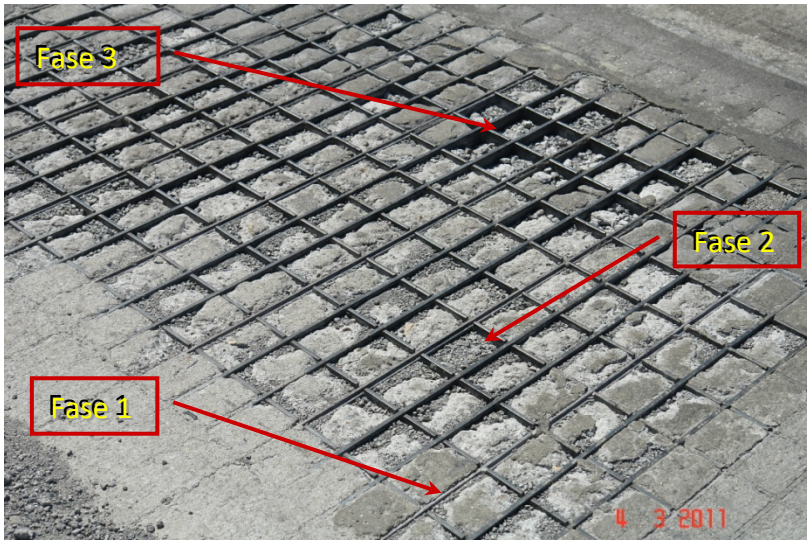


Figura 4.20 La fotografía muestra las tres fases de deterioro ocurriendo en un mismo panel.

Una vez que el concreto de la celda alcanza la Fase 3, se puede decir que deja de servir como relleno y se convierte en carga muerta para la bandeja de aluminio que le sirvió de formaleta. Por lo tanto ese concreto deja de intervenir como parte del sistema resistente y el panel empieza a transformarse en tablero de rejilla "abierta." Sin embargo, el tablero de rejilla instalado cuenta con una conectividad mínima según se ha explicado en la Sección 3.2 (ver Anexo 1), denotando precisamente la importancia del relleno de concreto en las celdas. La Figura 4.21 muestra el deterioro total de una sección de un panel en el cual se puede apreciar que la barra transversal se ha quebrado. También se puede notar en la figura que la vigueta ya ha sufrido deterioro debido a la acción del tránsito vehicular. Esto permite recalcar que sin la presencia del concreto en las celdas, el Tablero de Rejilla no puede cumplir con su función. El

deterioro extremo observado en la Figura 4.21 hace evidente que se puede producir perforación de la lámina de aluminio que sirvió de formaleta al concreto y con ello, a la pérdida de las barras transversales y secundarias. La ocurrencia de este tipo de problema implica una disminución sustancial de la velocidad de paso por el puente debido a la aparición de huecos en puntos específicos del nuevo tablero.

Figura 4.21 La fotografía muestra las consecuencias después de la pérdida total del concreto.

El porcentaje de área con deterioro severo llegó a estar por encima del 15% antes de que ocurriera la primera acción de remediación por parte de la Administración. Ese deterioro ha continuado y se ha incrementado, registrándose casos en los cuales paneles reparados se han vuelto a deteriorar y paneles que no han tenido intervención muestran deterioro. Se debe aclarar que las reparaciones han sido llevadas a cabo utilizando diferentes propuestas de solución. La Figura 4.22 muestra el inventario de paneles dañados obtenido mediante fotografía Geo 3D (medición tridimensional del ancho completo de calzada) llevadas a cabo por el Lanamme. Las mediciones que se presentan se llevaron a cabo los días 17 de marzo, 6 de abril, 13 de abril, y 4 de mayo de 2011. En la Tabla 4.2 se muestra la progresión del deterioro descrito anteriormente.

Tabla 4.2 Grados de deterioro evaluados	
Fase de daño	Nivel de deterioro
1 : Concreto de los bordes de la celda se desprende de manera más o menos uniforme en los cuatro lados (largos y cortos)	
2: Deslaminación paulatina del concreto de relleno en contacto con el tránsito vehicular. La profundidad alcanza unos 3 centímetros	
3: Concreto se fragmenta en piezas más o menos redondeadas que ocupan la parte inferior de la celda	

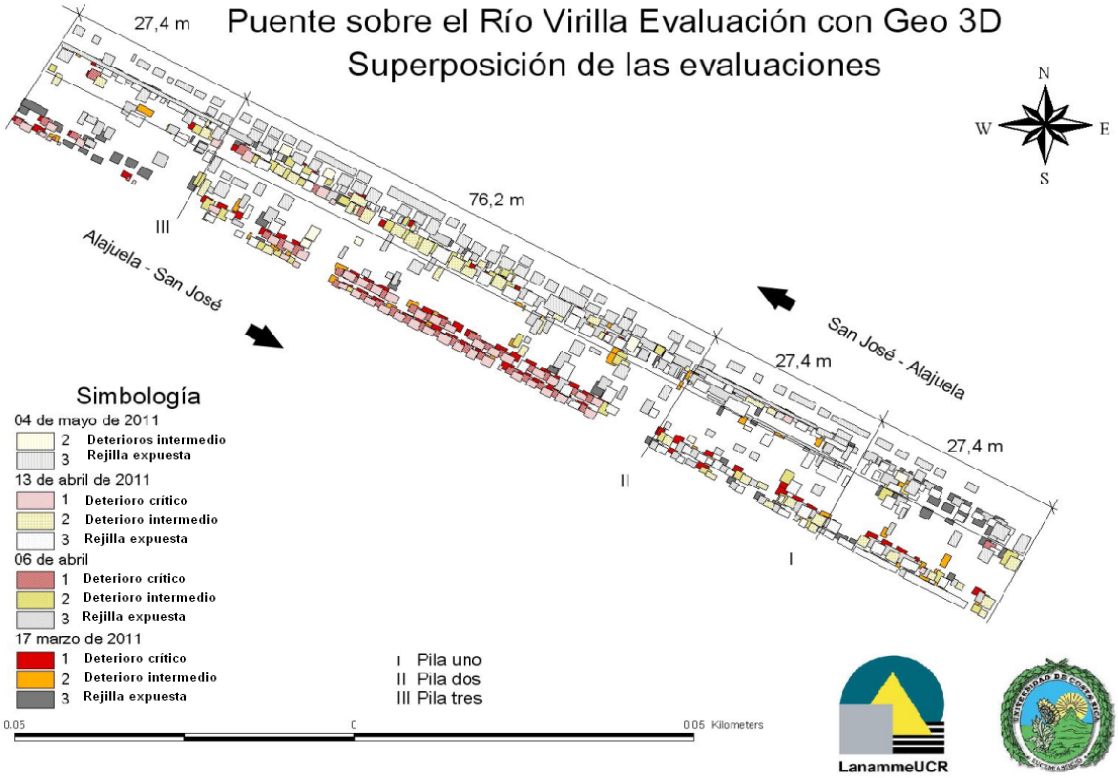


Figura 4.22 Resumen del avance del deterioro en el Tablero de Rejilla Mixta del Puente Virilla-RN1.

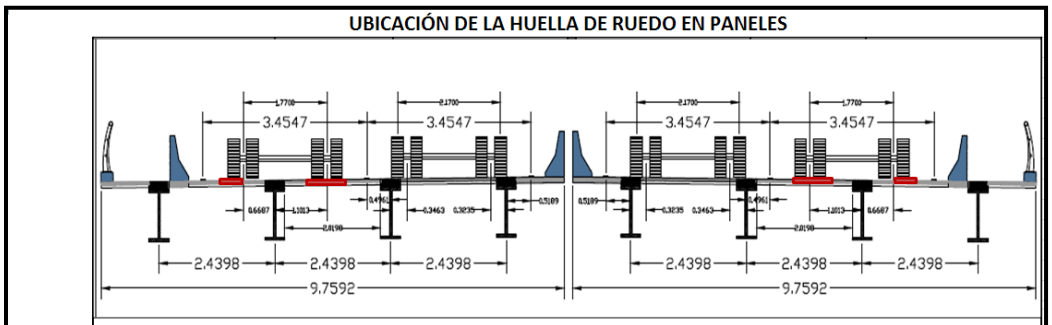
En la Figura 4.22, también quedaron registradas las reparaciones intentadas por la Administración mediante las reparaciones. En algunos casos podemos observar un incremento en el deterioro, en otros se presenta deterioro en paneles que no lo tenían y finalmente en otros la reparación se ha mantenido hasta la fecha de la observación. También aparecen en la figura varias grietas longitudinales que cubren casi toda la longitud total de los Tramos 2 y 4, las cuales serán analizadas en el Capítulo 5. Las Figuras 4.23 y 4.24 muestran la distribución porcentual de áreas deterioradas por fechas de medición.
Por otro lado, también es notoria la vibración vertical y transversal del Tablero de Rejilla Mixta instalado en el puente Virilla-RN1. La vibración vertical es perceptible por los peatones aun caminando a paso normal a través del puente. La vibración transversal se puede notar en las juntas de expansión entre los tramos del puente.

Las vibraciones verticales han sido reportadas aun durante la etapa constructiva del tablero. Ingenieros del CONAVI reportan haber medido deflexiones entre el tablero nuevo y el tablero existente (losa maciza) de hasta 5 cm en la dirección vertical. También se han observado daños en la base de las barandas peatonales ubicadas en los extremos del Tablero de Rejilla Mixta y en las lámparas de alumbrado del puente.

Cabe destacar aquí que aun antes de la intervención objeto de este trabajo, se venían reportando vibraciones verticales perceptibles en el puente. Estas observaciones son consistentes con lo establecido en la Sección 3.4 de este Trabajo. Esto es, la presencia de grietas de penetración completa en la losa maciza hacía que su respuesta a las cargas vehiculares fuera fragmentada y no la de una losa completa.

A lo largo de los meses en que el Tablero de Rejilla Mixta ha estado en operación también se ha observado que las barandas tipo New Jersey han perdido ligeramente su alineación original. Se ha comprobado que los bloques de las barandas no están firmemente anclados al tablero y por lo tanto están sujetos a su vibración mecánica.

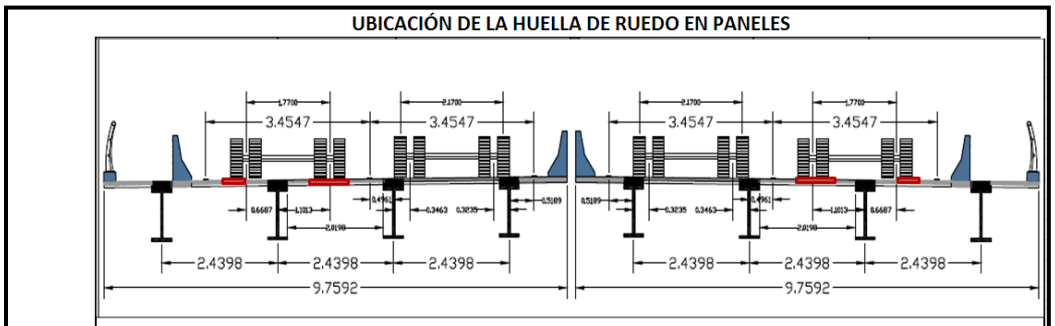
Todas las observaciones hechas en esta sección en cuanto al deterioro acelerado del Tablero de Rejilla Mixta apuntan en dos direcciones: 1) el concreto de relleno de las celdas no actúa en forma conjunta en el tablero sino más bien como una serie de miles de segmentos de concreto independientes y 2) no es suficiente con analizar la respuesta estática del tablero sino que se hace necesario el análisis de su respuesta dinámica ante las solicitaciones de servicio.



Fuente: CONAVI

	ALAJUELA-SAN JOSÉ			SAN JOSÉ - ALAJUELA		
	A	B	C	C	B	A
FECHA	RESUMEN ÁREA DETERIORADA EN m^2, SEGÚN GEO 3D					
17-Mar-11	15,94	27,67	5,24	7,98	13,35	15,24
06-Abr-11	8,59	14,16	2,74	11,99	9,04	1,85
13-Abr-11	9,25	24,31	0	4,98	6,33	5,92
04-May-11	1,14	0	0,67	0	0	2,39

Figura 4.23 Resumen de distribuciones de deterioro según fecha de medición. Paneles A, B y C.



Fuente: CONAVI

	ALAJUELA-SAN JOSÉ			SAN JOSÉ - ALAJUELA		
	D	E	F	F	E	D
FECHA	RESUMEN ÁREA DETERIORADA EN m^2, SEGÚN GEO 3D					
17-Mar-11	14,7	52,83	2,82	6,85	50,08	14,7
06-Abr-11	32,76	40,65	4,33	3,21	47,23	11,97
13-Abr-11	36,64	33,88	4,72	7,6	42,37	8,92
04-May-11	1,78	3,26	1,1	0	4,79	3,2

Figura 4.24 Resumen de distribuciones de deterioro según fecha de medición. Paneles D, E y F.

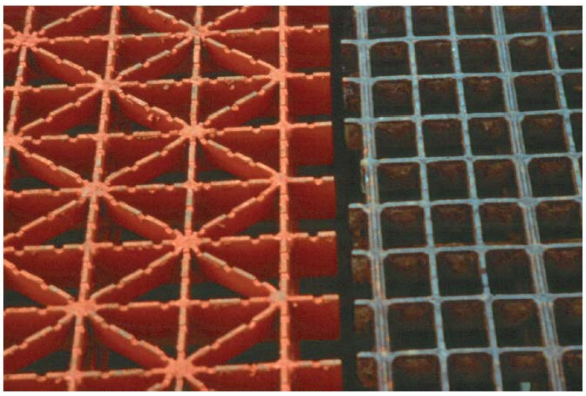


Figura 4.25 Tableros de Rejilla Abierta. Se puede notar la continuidad en las conexiones entre barras longitudinales, transversales o diagonales según tipo. Tomado de (Ryan, Hartle, Mann, & Danovich, 2006)

5. Respuesta dinámica de la superestructura del puente ante solicitaciones vehiculares

5.1 Características dinámicas del Tablero de Rejilla Mixta

Las características dinámicas de los sistemas estructurales sometidos a solicitaciones variables en el tiempo se pueden resumir como inerciales, de restauración elástica y de disipación de energía. Cuando la variación en el tiempo es muy pronunciada, la reacción de la inercia del sistema es muy pequeña y por lo tanto se puede despreciar. En esos casos, el estudio de la respuesta puede llevarse a cabo considerando únicamente las fuerzas elásticas y las deformaciones a las que se ven sometidos los componentes y conexiones del sistema estructural.

En general las deformaciones permisibles en los sistemas estructurales deben ser muy pequeñas. Esta restricción garantiza que el análisis estructural puede ser llevado a cabo considerando al sistema estructural como sin deformaciones.

Esta restricción es válida también para los casos en que los sistemas estructurales se ven sometidos a solicitaciones dinámicas. La respuesta estructural entonces surge de la consideración del equilibrio dinámico en el cual aparecen las fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas inerciales además de las fuerzas de restauración elástica. En algunos casos, es posible que la filosofía de diseño permita que los componentes estructurales avancen más allá del rango elástico con el propósito de aumentar la capacidad de disipación de la energía introducida por la solicitación dinámica. Tal es el caso de la actual filosofía de diseño sísmico. En ésta, se cuenta con que ante el evento extremo, el sistema estructural pueda echar mano en mayor o menor grado a una reserva de capacidad de disipación de energía almacenada en la estructura como deformaciones extensivas conducentes a daño sobre el cual se pretende tener control.

La ecuación general del movimiento de un sistema dinámico se acostumbra representar como

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \qquad \text{Ecuación (5-1)}$$

En la Figura 5.1 se presenta esquemáticamente un sistema de un grado de libertad que consiste de una masa ***m***, un amortiguador ***c*** y un resorte ***k***. Podemos decir que para el caso de vibración libre amortiguada la ecuación se puede reescribir como

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \qquad \text{Ecuación (5-2)}$$

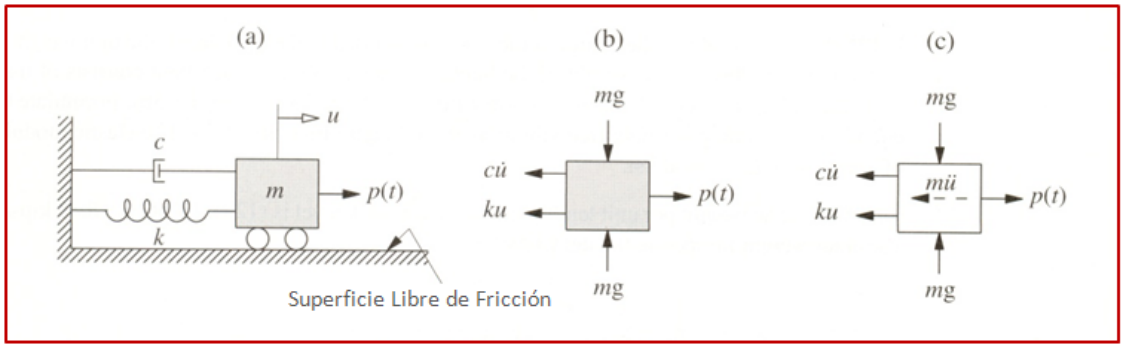


Figura 5.1 Representación esquemática de un sistema de un grado de libertad. (Tomado de (Chopra, 2007))

En la Ecuación 5-2, el amortiguamiento aparece representado por el índice ζ expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico del sistema y de muy sencilla medición práctica. En la Figura 5.2 se presentan gráficos de la respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad con diferentes porcentajes de amortiguamiento. Como ejemplo diario del uso del amortiguamiento para controlar y garantizar respuestas satisfactorias, se pueden citar los "compensadores" de los vehículos en donde se busca sobreamorti-guamiento (aminora baches o protuberancias en la superficie de ruedo) y las puertas de sitios de uso público en donde se busca amortiguamiento crítico (evita vaivén de la puerta).

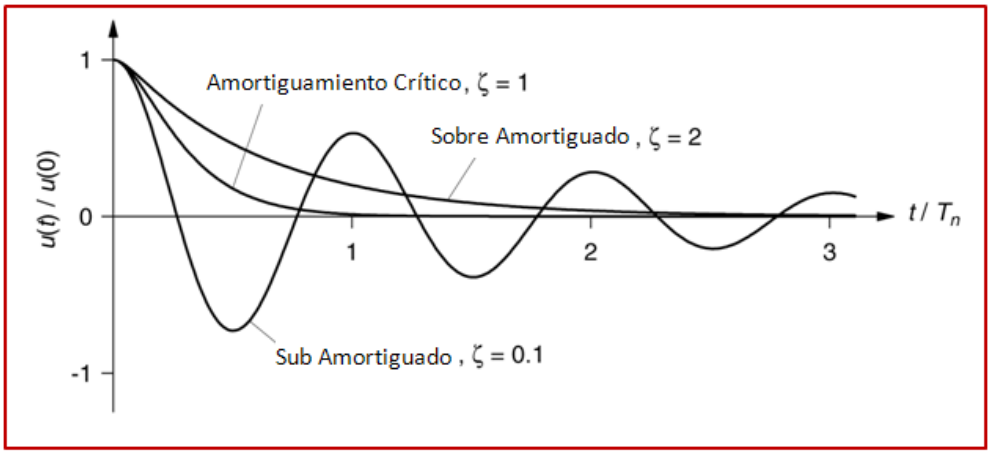


Figura 5.2 Efecto del amortiguamiento sobre la respuesta de un sistema de un grado de libertad. (Tomado de (Chopra, 2007))

En el caso ideal en el que un sistema mecánico no cuente con amortiguamiento, entonces su respuesta dinámica, es decir, su oscilación, nunca se atenúa como se puede apreciar en la Figura 5.3. Este caso ideal, por supuesto nunca se logra en la práctica. Todos los sistemas cuentan con amortiguamiento, por más pequeño que este sea, ya que la fricción interna del material que constituye el sistema en oscilación disipa la energía de vibración. En la Figura 5.4

se presentan las diferentes respuestas dinámicas de un mismo sistema de un grado de libertad con porcentajes de amortiguamiento cada vez más altos.

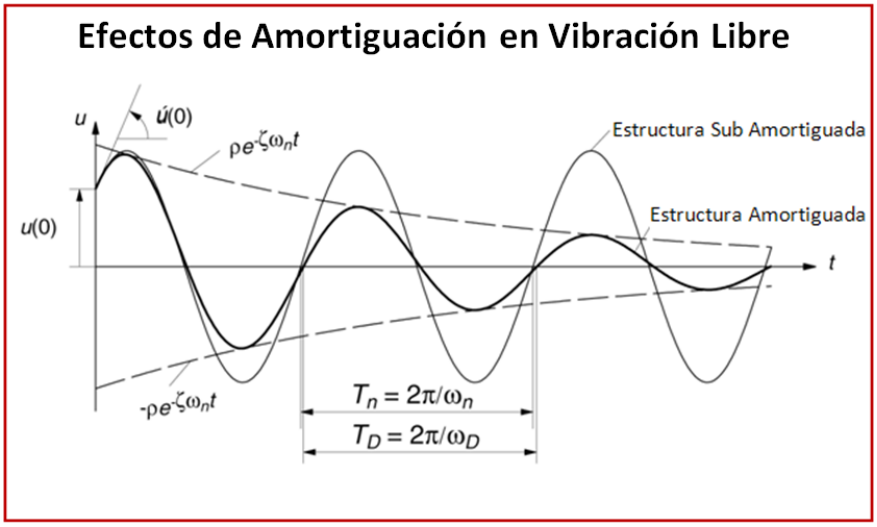


Figura 5.3 Respuesta de un sistema de un grado de libertad con y sin amortiguamiento. (Tomado de (Chopra, 2007))

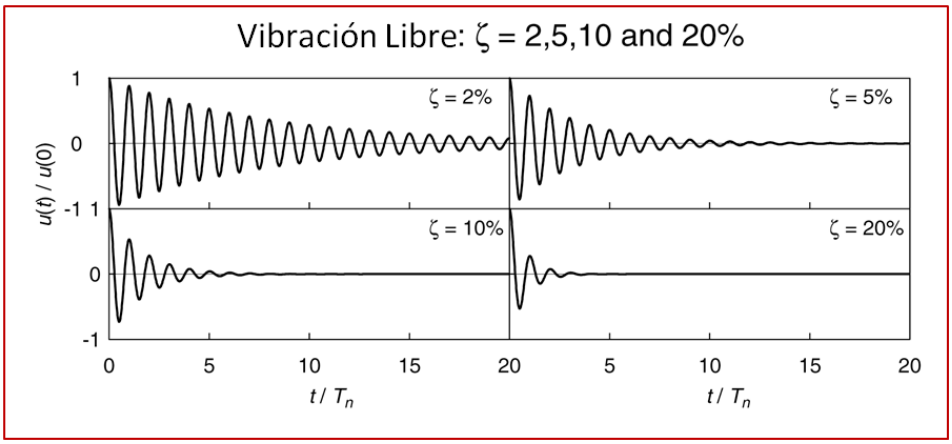


Figura 5.4 Respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad con porcentajes de amortiguamiento crítico crecientes. (Tomado de (Chopra, 2007))

Con propósito ilustrativo del efecto de la cantidad de amortiguamiento en un sistema estructural, se puede considerar la respuesta de los dos pórticos de la Figura 5.5 izquierda, uno de aluminio y el otro de plexiglass, montados en una mesa vibratoria en la Universidad de California en Berkeley. La respuesta de cada uno de los sistemas sometidos a vibración libre se presenta en la Figura 5.5 derecha. Se pueden notar en estas dos figuras que el mayor porcentaje de amortiguamiento del plexiglass hace que la vibración desaparezca en 8 segundos, mientras que en el caso del aluminio, la vibración se haya reducido únicamente en un tercio.

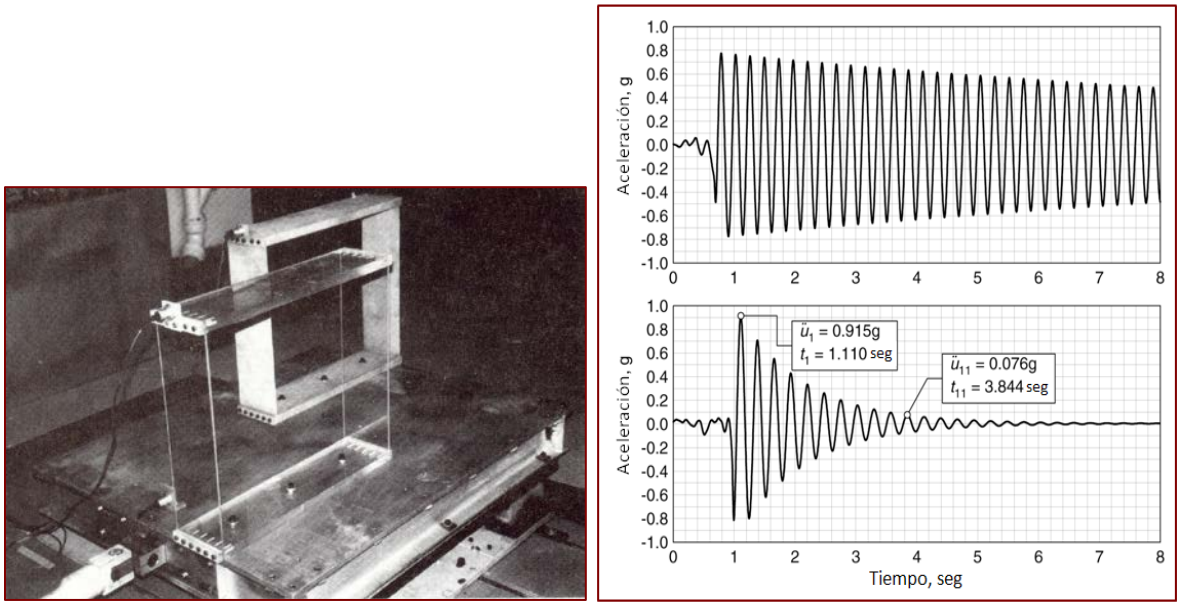


Figura 5.5 Respuesta de vibración libre de dos pórticos, uno de aluminio y el otro de plexiglass. (Tomado de (Chopra, 2007))

La representación esquemática presentada en la Figura 5.1 separa en componentes algo que en la realidad resulta estar integrado, es decir, los tres componentes pueden estar integrados en un solo elemento. Ese es el caso del pórtico mostrado en la Figura 5.5 y también el de una viga simplemente apoyada sometida a vibraciones verticales producidas por una carga que varía en el tiempo.

Como se estableció al final del Capítulo 4, el tablero del puente Virilla-RN1 presenta una respuesta estructural dinámica ante cargas vivas de servicio. La razón por la cual la respuesta es considerada dinámica se debe a que las propiedades mecánicas del sistema compuesto, Tablero de Rejilla Mixta y superestructura, variaron considerablemente con respecto a las del sistema tradicional de losa maciza y vigas longitudinales (Tramos 1, 2 y 4) o al de losa maciza y largueros sobre armadura (Tramo 3).

Para explicar la aseveración anterior, podemos modelar la respuesta dinámica del sistema tablero-superestructura como una viga simplemente apoyada y sometida a una carga viva que se desplaza a una velocidad constante *v*. Este modelo se presenta en la Figura 5.6a. En la Figura 5.6b se presenta la variación de la carga dinámica impartida por el camión que viaja a través del puente. Si consideramos por ejemplo un camión (virtual) HL-93, tendremos una carga de 50,000 Kg viajando a 80 km/h (22.2 m/s) que tardaría 1.24 segundos en cruzar el Tramo 1, entonces la vibración libre que dejaría tras su paso por el Tramo 1 representa una porción significativa del desplazamiento que imparte cuando viaja por ese tramo como se puede apreciar en la Figura 5.6c.

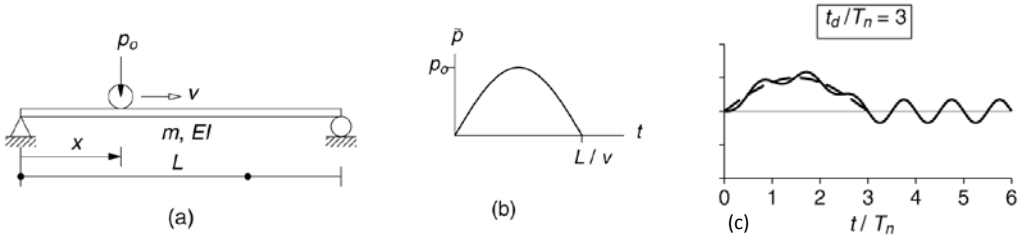


Figura 5.6 Modelo de respuesta dinámica vertical en un puente. (Tomado de (Chopra, 2007))

Las variaciones en las propiedades mecánicas impuestas por el nuevo sistema de tablero sobre la estructura del puente consisten en una disminución considerable de la masa del tablero, la disminución de la rigidez del tablero en las direcciones transversal y longitudinal y la reducción significativa de la acción ortotrópica de placa (acción en dos direcciones) como consecuencia del aislamiento del concreto en las celdas de la rejilla.

La disminución de la rigidez transversal pudo haber sido menor si se hubiera mantenido el diseño original en el cual los paneles eran de 5’ (1.52 m) de ancho con viguetas transversales a cada 6” (15.2 cm) como se indica en la Sección 4.2. Por otro lado, la integración del concreto de las celdas se pudo haber logrado mediante la inclusión de varillas de refuerzo transversales y de sobrecapa como lo indica la asociación de manufactureros en la Figura 4.2. En este caso, al igual que en el caso del concreto reforzado tradicional, la varilla de refuerzo desarrolla anclaje mecánico con el concreto. También se puede ver que este anclaje se prolonga a todo lo largo de la varilla y a través de múltiples celdas con lo cual se garantiza una integración efectiva del concreto de la sobrecapa y de las celdas en el sentido transversal del Tablero de Rejilla. Por otro lado, la sobrecapa integrada a la rejilla por la presencia de las varillas de refuerzo le permitiría al tablero desarrollar alguna acción losa en dos direcciones.

Finalmente, la integración del concreto a través de las celdas le permite aportar mayor capacidad de disipar energía, de manera similar a las losas macizas. Como se verá en la siguiente sección, esta mayor capacidad tendría una incidencia importante en la respuesta dinámica del nuevo tablero.

5.2 Medición instrumental de la respuesta de la superestructura del puente

Las hipótesis planteadas al final de la Sección 5.1 fueron corroboradas mediante la medición instrumental de la respuesta dinámica de varios tramos del puente. Las mediciones llevadas a cabo consistieron de dos partes. En la primera parte se midieron las aceleraciones de la superestructura mediante el uso de acelerógrafos digitales de registro continuo. En la segunda parte se midieron los desplazamientos del Tablero de Rejilla Mixta y de la superestructura por separado utilizando LVDTs.

Medición con acelerógrafos

La medición con acelerógrafos se efectuó con el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (LIS-UCR). Los puntos de medición se indican en la Figura 5.7. Se registraron datos en los Tramos 2 y 3 tanto aguas arriba como aguas abajo. Con los acelerogramas obtenidos por intervalos de más de una hora en cada sitio, fue posible medir los periodos de vibración de los tramos indicados. Se obtuvieron así tres periodos, longitudinal, transversal y vertical para cada una de las calzadas en cada uno de los tramos indicados arriba. La Figura 5.8 indica las direcciones de medición de las aceleraciones. Estas mediciones de aceleración permitieron medir los periodos de vibración de los Tramos 2 y 3 del puente Virilla-RN1. La Figura 5.9 muestra el espectro de Fourier obtenido del registro de aceleración vertical del Punto 1. El periodo fundamental de vibración vertical para el Tramo 2 es de 0.37 segundos. Por lo tanto un camión viajando a 88 km/h dejaría como secuela una vibración libre como la indicada en la Figura 5.6c. También se obtuvieron los periodos de vibración transversal y longitudinal para cada calzada de cada tramo. Los desplazamientos obtenidos mediante doble integración de los acelerogramas se presentan en la Tabla 5.1.

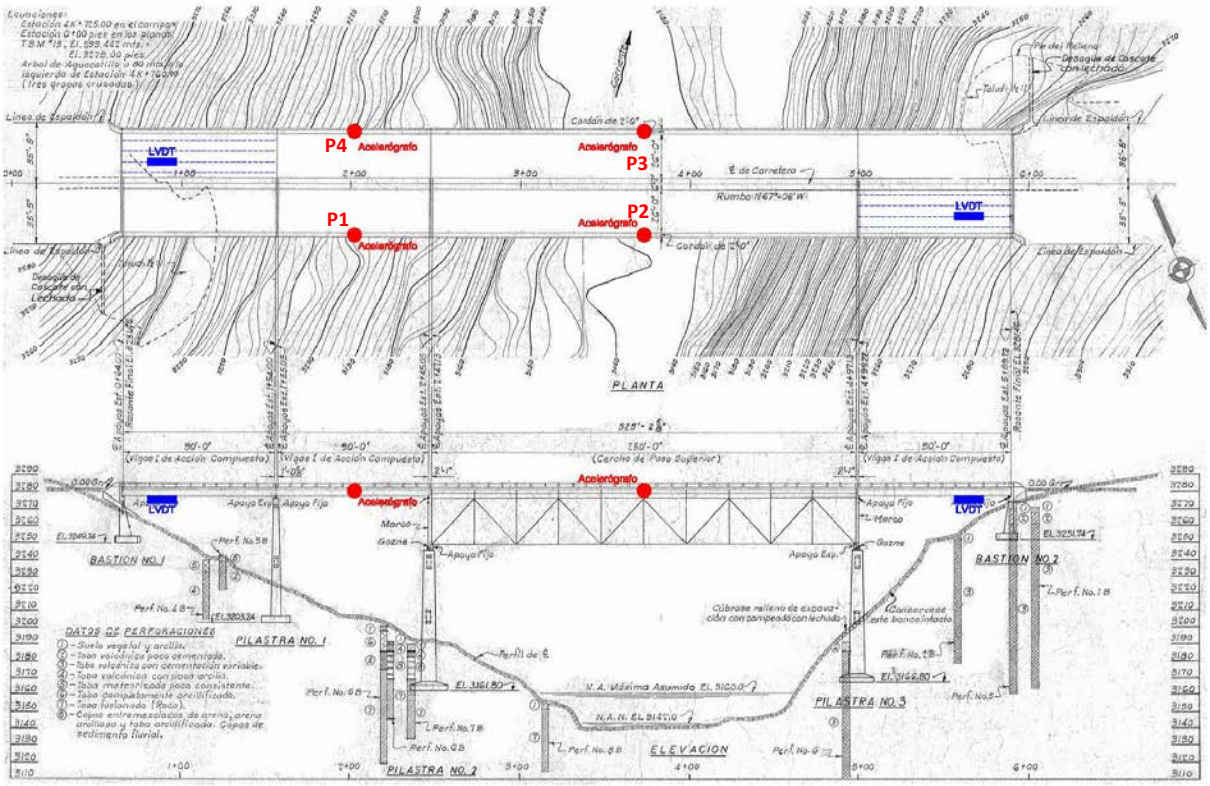


Figura 5.7 Puntos de medición con acelerógrafos por parte del LIS-UCR y de medición de desplazamientos por el LanammeUCR.

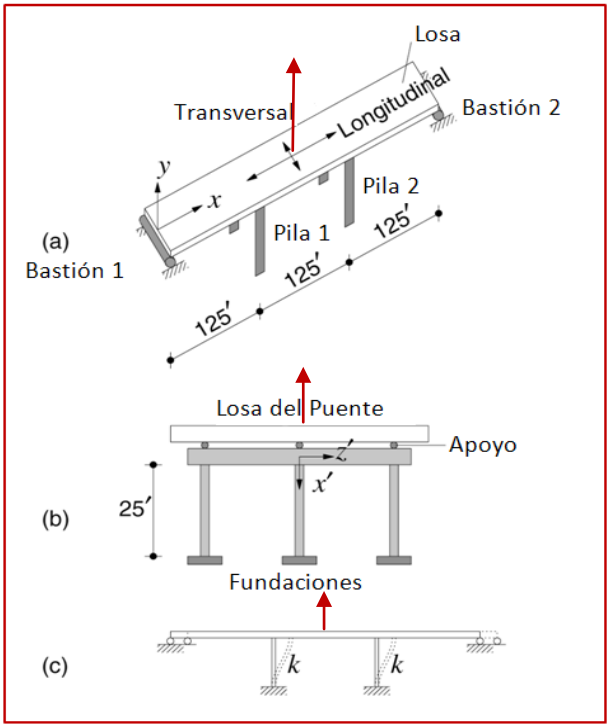


Figura 5.8 Dirección de las mediciones de aceleración en la superestructura del puente. (Tomado de (Chopra, 2007))

Tabla 5.1 Valores máximos de desplazamientos verticales

Punto de medición	Fecha de medición	Intervalo de medición	Desplazamiento máximo hacia arriba (cm)	Desplazamiento máximo hacia abajo (cm)
1	4 abril 2011	6 a 7 a.m.	0.94	2.21
2	31 marzo 2011	3:30 a 4:30 p.m.	0.94	1.54
3	4 abril 2011	6 a 7 a.m.	1.16	1.46
4	4 abril 2011	6 a 7 a.m.	0.92	1.76

Hacia arriba significa hacia arriba de la línea horizontal y hacia abajo significa lo contrario.

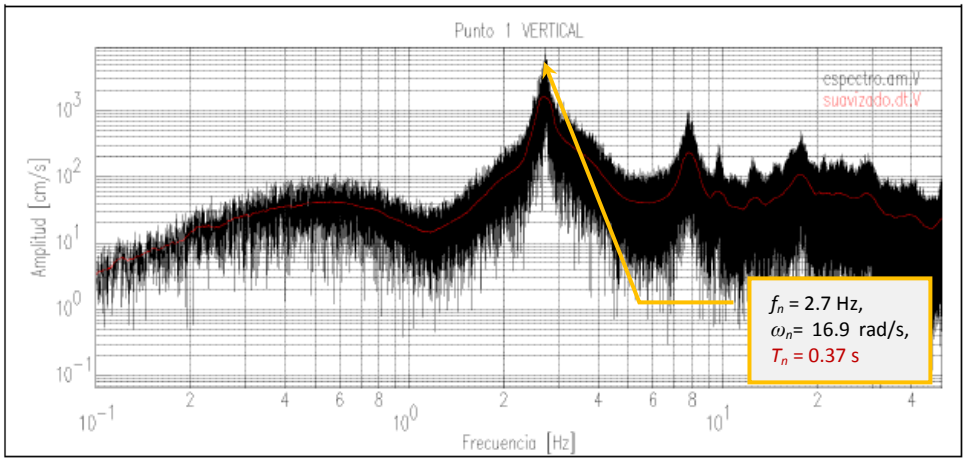


Figura 5.9 Frecuencia y Periodo Fundamental obtenidos del Espectro de Fourier de las aceleraciones obtenidas en el Punto 1 de medición. Fuente: (Schmidt & Moya, 2011)

En la Tabla 5.2 se presentan además las aceleraciones máximas obtenidas en el Tramo 3. Los datos se presentan en valores absolutos y como porcentaje de la aceleración de la gravedad. En el caso de aceleraciones verticales son percibidas en periodos de tiempo mucho más cortos que las horizontales. Tal vez ayude a entender porque es que la mayoría de los peatones sientan únicamente vibraciones verticales.

Tabla 5.2 Aceleraciones máximas y míninas en Tramo 3 (cm/s^2)		
Vertical	Máxima	327.0 (0.333g)
	Mínima	-294.5 (0.300g)
Longitudinal	Máxima	456.4 (0.465g)
	Mínima	-438.9 (0.447g)
Transversal	Máxima	488.6 (0.498g)
	Mínima	-499.2 (0.509g)

Medición con LVDTs

La medición de los desplazamientos fue llevada a cabo por el LanammeUCR.

Los dispositivos LVDT empleados en la auscultación fueron colocados en forma vertical de manera que registran los desplazamientos del punto de contacto tanto hacia arriba como hacia abajo. Estos dispositivos tienen una precisión de 0.002 mm. El intervalo de tiempo entre mediciones es de 100 datos por segundo, lo cual garantiza medición prácticamente continua para el rango de respuesta anticipado. Los desplazamientos hacia arriba se registran con signo negativo y los desplazamientos hacia abajo con signo positivo. Más específicamente, los desplazamientos que producen elongación en la fibra extrema del patín inferior de la viga longitudinal son registrados como positivos según se muestra en la Figura 5.10. Cada LVDT mide desplazamientos con respecto a un punto de referencia común. El punto de referencia común a ambas mediciones es el suelo en donde se instalaron plataformas de acero sobre bases de concreto coladas en sitio. El Anexo 3 ofrece más información sobre el procedimiento constructivo seguido para la adecuada instalación de los dispositivos LVDT.

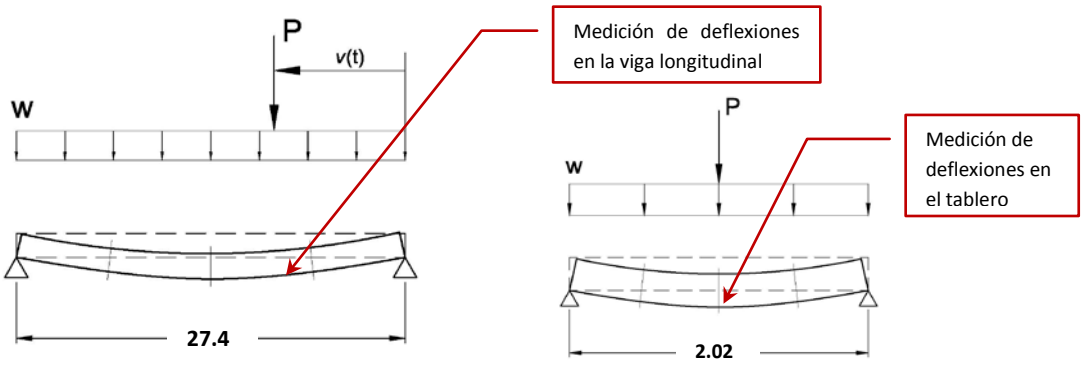


Figura 5.10 Puntos de medición con LVDT en la superestructura del puente (m).

Los dispositivos fueron colocados en pares para cada intervalo de observación. En total se llevaron a cabo cuatro observaciones de una hora cada una. Cada par consistió en la medición del desplazamiento vertical del patín inferior de la viga y del desplazamiento vertical de la cara inferior de una de las losas adyacentes de manera simultánea. El desplazamiento vertical de la cara inferior de la losa fue tomado siempre a la mitad de la distancia entre vigas longitudinales de apoyo, en el sentido transversal de la calzada.
Según lo descrito, el desplazamiento relativo entre la losa de piso del puente y la viga sobre la cual descansa se obtiene de manera directa mediante una resta. La operación que se lleva a cabo consiste en restarle el valor del desplazamiento de la viga al desplazamiento registrado en el centro de la losa. De esta forma, un resultado positivo significará una mayor deflexión de la losa con respecto a la viga longitudinal. Siguiendo igual razonamiento, un resultado negativo significará una menor deflexión de la losa con respecto a la viga longitudinal. Se analizaron los datos obtenidos en todos los puntos de medición. Se presentan a continuación los desplazamientos obtenidos en uno de los cuatro puntos de medición: el denominado panel 63A-Alajuela. Los resultados obtenidos en ese punto de medición son similares a los obtenidos en las otras tres mediciones. El porcentaje de amortiguamiento crítico obtenido es muy similar en los cuatro casos.

5.3 Mediciones en los Paneles 63A –ALJ y 63B – ALJ

Las mediciones 63A-ALJ y 63B-ALJ se llevaron a cabo en los paneles número 63A y 63B de la calzada con vía San José-Alajuela, calzada norte, aguas arriba del río Virilla (Tramo 4). El panel 63A es un panel de 3.66m x 2.44m colocado en el extremo externo de la calzada. Una parte del panel es ocupado por la acera peatonal. El panel 63B es un panel de 2.44m x 2.44 m colocado en el centro de la calzada. La medición se llevó a cabo colocando LVDTs en el centro de los Tableros de Rejilla A y B en la porción de profundidad parcial (concreto de relleno en la zona de compresión únicamente), a mitad de distancia entre las vigas longitudinales (W36x280) y colocando otro LVDT en el patín inferior de la viga longitudinal interna entre paneles A y B a 4.36 m del centro del apoyo del Bastión 2. Los dispositivos para tableros fueron colocados a 4.52 m del centro del apoyo del Bastión 2.

En general el movimiento registrado en los dispositivos LVDT (50 muestras por segundo) se diferencia por hasta casi cuatro milímetros en segmentos específicos del trazado obtenido. Esta diferencia es tanto positiva como negativa. Es decir es tanto de desplazamientos de los Tableros de Rejilla A y B hacia arriba como hacia abajo relativos al desplazamiento de la viga.

La Tabla 5.3 presenta las deflexiones máximas obtenidas en los puntos de medición denominados 63A-ALJ y 63B-ALJ. Los datos denominados como absolutos corresponden a deflexiones respecto a un punto fijo ubicado en el terreno. También se presentan las deflexiones relativas respecto a la viga. Durante todo el intervalo de medición se registra una

vibración de la calzada con un periodo de 0.37 segundos (3 ciclos por segundo). Las amplitudes de la vibración varían a lo largo del periodo de observación. Las más altas alcanzan valores de hasta (12.3/-3.9 mm en la losa y 10.4/-3.1 mm en la viga) y se prolongan por hasta 5 segundos con esa amplitud. También se presentan vibraciones de periodo mayor, de 3 segundos con amplitudes de casi 5 mm. Los intervalos de "quietud" observados se prolongan por intervalos de 3 a 5 segundos de duración.

Se reportan también valores promedio de 0.245 mm y de 0.234 mm y -0.219 mm y -0.171 mm. Estos promedios hacen ver que la superestructura oscila alrededor de un punto de deflexión hacia abajo pero muy cercano a la deformación permanente cuando el puente está en reposo (sin cargas vivas vehiculares). El promedio de deflexión relativa del Tablero de Rejilla B es de 0.002 mm. Esto hace ver que el movimiento del tablero es igual en compresión (hacia abajo) que en tracción (hacia arriba). Esta observación resulta muy significativa pues es un indicador de mayor deterioro posible.

Tabla 5.3a Valores máximos absolutos obtenidos en 63A-ALJ y 63B-ALJ

	Tablero de Rejilla **A**	Tablero de Rejilla **B**	Viga entre paneles A y B
Mínimo	-2.50 mm (t = 2912.7s)	-3.86 mm (t = 2515.5s)	-2.93 mm (t = 2912.7s) / -3.09 mm (t = 2508.8s)
Máximo	12.27 mm (t = 1643.1s)	9.64 mm (t = 944.8s)	9.84 mm (t = 1643.1s) / 10.44 mm (t = 944.8s)
Max – Min	14.78 mm	13.50 mm	12.77 mm / 13.52 mm
Promedio	0.245 mm	-0.219 mm	0.234 mm / -0.171 mm
Desviación Estándar	0.860 mm	0.752 mm	0.778 mm / 0.766 mm

Tabla 5.3b Valores máximos relativos obtenidos en 63A-ALJ y 63B-ALJ

	Tablero de Rejilla **A**	Tablero de Rejilla **B**
Mínimo	-1.61 mm (t = 2388.3s)	-2.04 mm (t = 833.6s)
Máximo	3.59 mm (t = 1643.5s)	2.33 mm (t = 1876.2s)
Max – Min	5.20 mm	4.37 mm
Promedio	0.098 mm	0.002 mm
Desviación Estándar	0.218 mm	0.208 mm

Los desplazamientos máximos L/1000 permitidos por la norma AASHTO 2007 indican que para el Tablero de Rejilla con un claro de 2.02 m (ver Figura 5.10) no se debe superar el límite de 2.02 mm. Durante el breve intervalo de medición llevado a cabo se observaron valores que superaron ese límite en varias ocasiones y hasta llegar a 3.59 mm hacia abajo en el Tablero A. Adicionalmente, a partir de la medición de las deflexiones en la viga longitudinal entre los paneles A y B, se puede concluir que la deflexión máxima a mitad del claro se puede calcular considerando la función de forma para vigas simplemente apoyadas (Chopra, 2007): $\psi(x) = \sin(\pi x/L)$. Por lo tanto, para $x = 4.36$ m y $L = 27.4$ m, $\psi(4.36) = 0.4793$, de aquí se obtiene que la deflexión máxima a mitad del claro es 2.82 cm. El desplazamiento máximo para la viga longitudinal, según la norma supracitada, es 2.74 cm para puentes que incluyen tránsito peatonal además de vehicular.

En un posible escenario, si se considera un tránsito promedio diario (TPD) de 70 mil vehículos para el Puente Virilla-RN1, un componente de vehículos pesados de 15% daría como resultado 2 millones de ciclos de carga y descarga en un periodo de 14 meses. Como se puede inferir a partir de los datos presentados, la solicitación de esfuerzos en el acero y en el concreto es de aproximadamente un tercio del esfuerzo máximo. Para ese nivel de esfuerzo, se podría concluir que en unos 14 meses podrían estarse presentando problemas de fractura en el acero. En vista de que es en los apoyos en donde se concentran los esfuerzos, es posible pensar que sea allí en donde se manifieste la fatiga. En el caso del concreto, los problemas se han presentado de forma mucho más temprana.

Los intervalos de vibración de amplitud de 5 mm que ocurren después del paso de una carga vehicular grande presentan un amortiguamiento muy bajo. Son necesarios más de diez ciclos de vibración para poder reducir la amplitud a la mitad. Esto indica que el sistema compuesto de tablero y vigas longitudinales disipa muy lentamente la energía mecánica que le imparten las cargas dinámicas provocadas por el tránsito vehicular. Normalmente a esas cargas dinámicas se les toma en cuenta en el diseño de tableros y superestructuras de puentes mediante la utilización de índices de impacto que magnifican la carga vehicular. En casos normales, cuando se usan tableros de losas macizas, la fricción interna del concreto actúa como disipador de la energía mecánica producto de la acción dinámica.

En el caso del sistema empleado en este puente, por razones de escala, la huella de la carga dinámica es mayor que los segmentos de concreto colocados como relleno en las celdas de las rejillas, por lo tanto su acción no es la misma que en el caso de una losa maciza. La acción no es la misma porque no existe continuidad en el concreto del tablero. La continuidad no existe porque el acero que forma las paredes de la celda no permite adherencia mecánica adecuada con el concreto. Para lograr la integración del concreto y del acero en el sistema utilizado, debería existir corrugación o deformaciones en el acero que permitan la adherencia mecánica o mejor aún, presencia de varillas de refuerzo de acero ASTM 615 o similar, en la dirección de la vigueta principal, que permita integrar el concreto de relleno de las celdas. Ver Figura 4.2. Como la profundidad del concreto es de solamente 6.5 cm, deben usarse varillas # 3 únicamente. Esta circunstancia se minimiza cuando el sistema incluye una sobrecapa de concreto de al menos 5 cm colados en forma monolítica con el concreto de relleno de las celdas, o mejor aun cuando se usa un sistema exodérmico, en donde se integran una rejilla de acero trabajando exclusivamente en tracción y una sobrelosa con refuerzo en dos direcciones, trabajando exclusivamente en compresión.

El poco amortiguamiento también causa mayor número de ciclos de deflexión positiva y negativa (gradiente de compresión del concreto de relleno de las celdas en la dirección longitudinal del puente). Este mayor número de ciclos de amplitud más lentamente decreciente

causa que el concreto se vea sometido a un gradiente de deformaciones de compresión aplicado a una alta frecuencia, más o menos 3 ciclos por segundo. Las celdas que quedan por un instante bajo la huella vehicular tendrán concreto sometido a esfuerzos de compresión triaxial aplicados a alta frecuencia, si falla, fallaría por aplastamiento y no por tracción (agrietamiento de cortante o de flexión). Para el resto de las celdas en el panel bajo solicitación, el gradiente de deformación impuesto por la deflexión del panel produce un estado de esfuerzos biaxiales que va desde un esfuerzo máximo en la superficie del panel hasta un esfuerzo nulo en la base de la celda. A lo largo de las vigas longitudinales no ocurriría esta condición de solicitación debido a que allí si el concreto tuviera continuidad en el sentido transversal estaría sometido a compresión y tracción biaxial, compresión debido a la deflexión de la viga longitudinal y tracción debido a la deflexión de la losa en el sentido transversal a la calzada. El estado de esfuerzos en el Tablero de Rejilla descrito se presenta de manera gráfica en la Figura 5. 11.

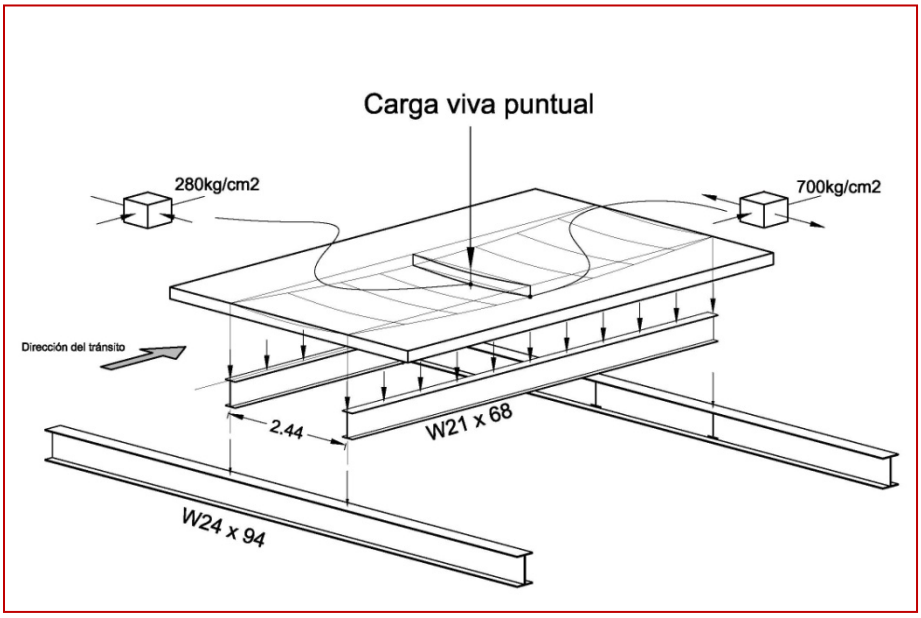


Figura 5.11 Representación gráfica de la distribución de esfuerzos en el Tablero de Rejilla Mixta instalado en el Puente Virilla-RN1.

En la Figura 5.12 se presenta la superficie de falla para el concreto sometido a esfuerzos biaxiales. De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior, en la porción central de cada panel se puede esperar un estado de esfuerzos biaxiales de compresión. En ese caso el concreto fallaría formando planos de falla horizontales tal como se indica en la Figura 5.12d. Este tipo de falla se denomina deslaminación. En el caso del concreto de las celdas, los esfuerzos se producen por un gradiente de deformaciones cíclicas impuestas a alta frecuencia como consecuencia del paso de vehículos. Este tipo de acción es producto de lo que en el Capítulo 1 se definió como fuerza autodeformante producto de la vibración mecánica. Por esta razón, se puede esperar que la falla se presente paulatinamente desde la superficie de la celda y

avanzando hacia abajo perdiendo en cada paso una nueva lámina de concreto. A la vez, el gradiente de deformaciones se hace mayor conforme va desapareciendo el concreto. En las observaciones más recientes, las deflexiones en los paneles con mayor faltante de concreto se aprecian más a simple vista. En la Sección 4.3 se describió este tipo falla observada como de Fase 2. Ver Figuras 4.19 y 4.20.

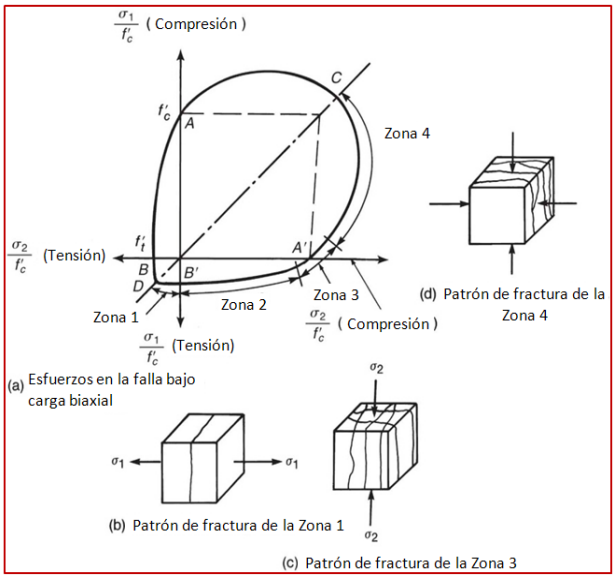


Figura 5.12 Representación de los estados de esfuerzos biaxiales en el concreto. En el caso de compresión biaxial, el concreto tiende a deslaminarse en planos paralelos a los esfuerzos aplicados (Zona 4). Tomado de (Wight & MacGregor, 2009).

Retomando el asunto de la distribución de esfuerzos en el concreto sobre las vigas longitudinales (Tramos 1, 2 y 4) y sobre los largueros (Tramo 3), se debe recordar que basados en lo expuesto en la Sección 4.2 (ver Figura 4.9), la conexión entre los paneles A y B y entre B y C (D y E y entre E y F) no pueden ser considerados como continuos.

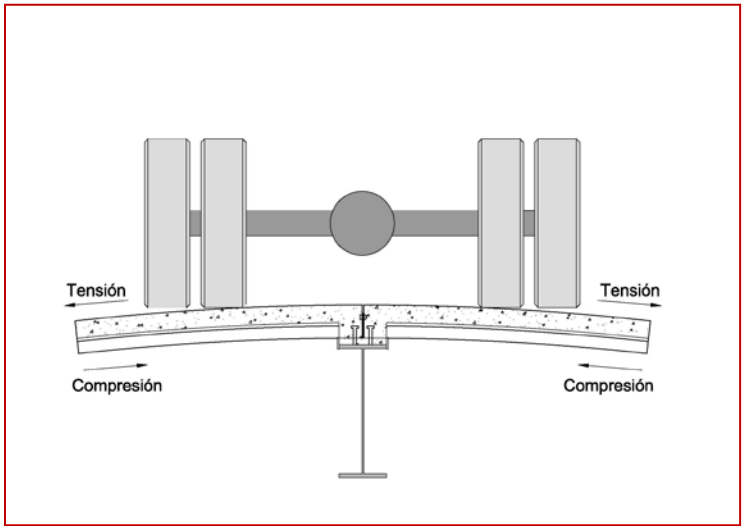
Como respaldo a esta aseveración se pueden ver en la Figura 5.13 grietas longitudinales en proceso de reparación. Estas grietas también fueron observadas en la medición mediante fotografía Geo 3D presentado en la Sección 4.3 (ver Figura 4.21). La Figura 5.14a presenta el estado de deflexiones esperado a través del apoyo de la viga longitudinal. Se puede ver allí que esta demanda de deflexiones requiere de continuidad en la conexión que solo puede ser brindada por un "tensor" en la parte superior del tablero y un "puntal" en la parte inferior. El "tensor" simplemente no existe en este caso y el "puntal" surge una vez que las deformaciones se hacen presentes. Además, en vista de que los pernos de conexión están a mitad de altura y a cada 20.4 cm centro a centro, las placas tienden a separarse a la altura del "eje neutro" del tablero. Esto se debe a que allí se presenta tracción pura debida a las cargas vivas que actúan sobre paneles consecutivos transversalmente. Ver Figura 5.14b.

Respuesta dinámica observada

La respuesta dinámica del tablero y del tablero de rejilla 63A se presenta en las Figuras 5.15 y 5.16 para un intervalo de 50 segundos y 45 segundos respectivamente. En ambas figuras se puede observar el efecto de la carga dinámica producido por un vehículo pesado y el efecto de vibración libre posterior, tal como se describía analíticamente en la Figura 5.6c. También se encontraron intervalos de medición en donde las señales diferen ciadas correspondientes a viga y losa se intercambian. En intervalos en los cuales sucede una sobrecarga, denotada por un gran aumento en el desplazamiento hacia abajo (positivo), el intervalo en el cual la deflexión de la losa es mayor que la deflexión de la viga es seguido de un intervalo en el cual la deflexión de la viga es menor que la de la losa.-

Figura 5.13 Abertura longitudinal entre paneles A y B y entre B y C.

También existen intervalos en donde este fenómeno se revierte. La explicación para el caso en el cual la deflexión de la losa es mayor que la de la viga proviene del hecho de que este sistema de losa es muy flexible y por tanto una sobrecarga en el panel anterior al presente (panel 62A) causa una deflexión hacia arriba en el panel 63A. Este hecho obliga a la conexión entre paneles en el sentido longitudinal a trabajar a torsión. En este caso, el



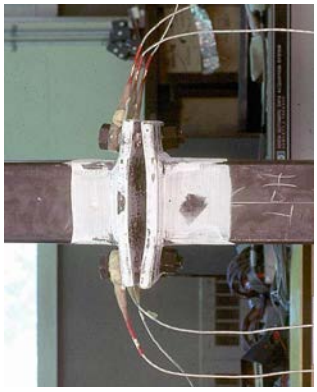


Figura 5.14 a) Descripción de las deformaciones impuesta por la carga viva sobre la conexión discontinua. En la figura anterior se puede notar la abertura a lo largo de esta conexión, b) demostración experimental de la deformación de las placas entre pernos cuando existe tracción pura.

elemento de conexión en el sentido longitudinal solo cuenta con refuerzo de acero en la forma de una dovela de barra No. 3 galvanizada embebida en concreto una distancia de 20 cm. Es claro que este refuerzo de dovela no puede contribuir en mucho a aminorar el comportamiento torsional por compatibilidad que se presenta. Este tipo de torsión debe de ser más severo en los apoyos de la conexión en las caras laterales de las vigas longitudinales. En pruebas realizadas en la Universidad de Pittsburgh (Earls & Johnston, 2004) se determina que en las conexiones sometidas a este tipo de condición de carga en puentes con alto volumen de tránsito el deterioro es severo y conducente a la falla de la conexión. La manera de determinar que el volumen de carga es severo fue sometiendo la prueba experimental a una solicitación 20% por encima de la norma AASHTO.

Finalmente, en las Figuras 5.17a, b, c y d se presentan diferentes segmentos de la respuesta del Panel 63B ante cargas vehiculares. Se puede observar que se presentan diferentes instancias en que la vibración es libre y con muy poco amortiguamiento. En la siguiente sección se presenta una metodología para el cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico en un sistema estructural en oscilación libre.

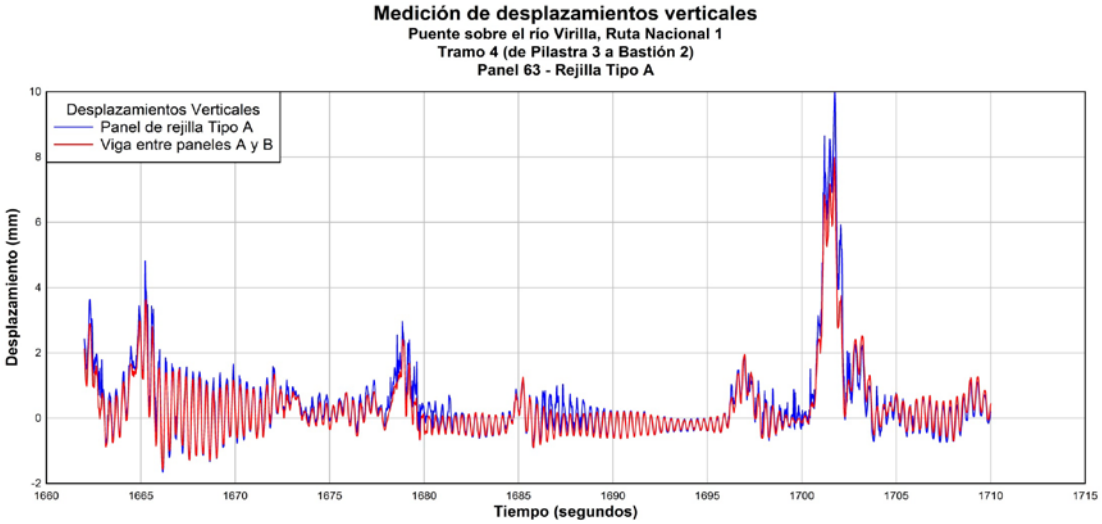


Figura 5.15 Intervalo de medición de 50 segundos.

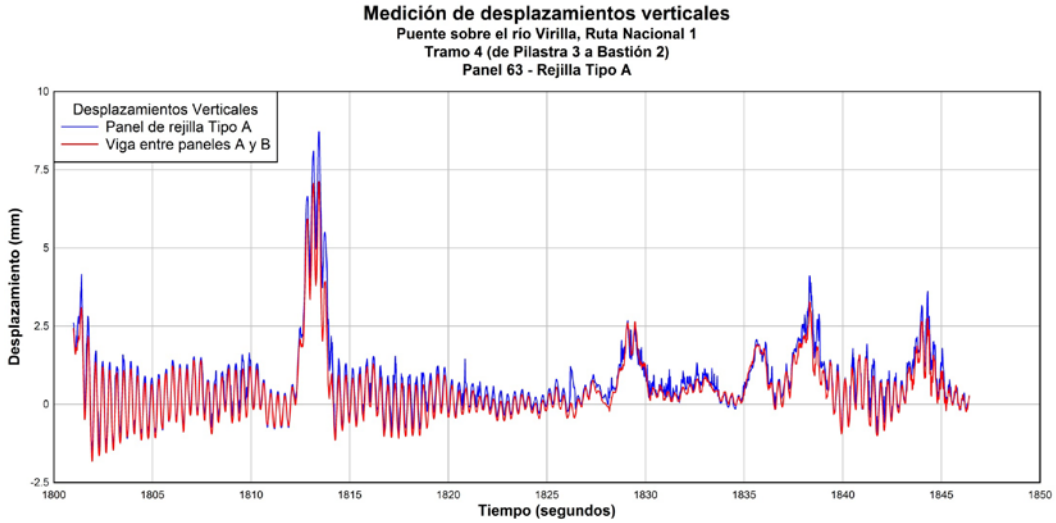


Figura 5.16 Intervalo de medición de 45 segundos.

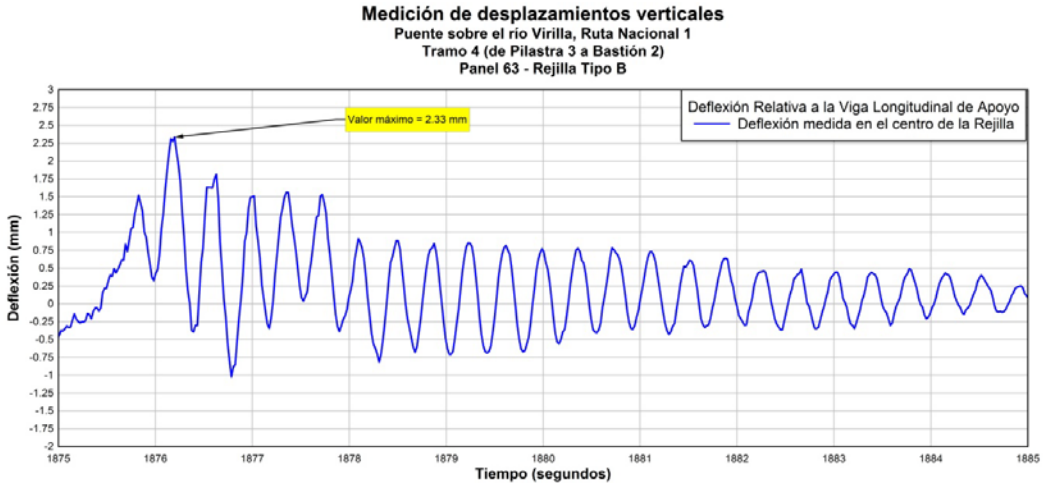


Figura 5.17a Medición de desplazamientos verticales para Panel 63 Tipo B.

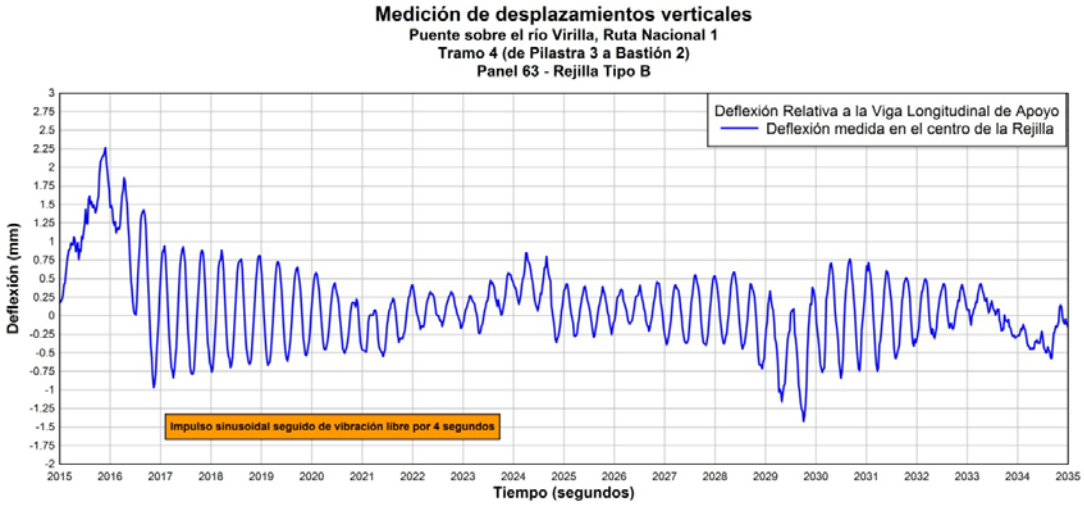


Figura 5.17b Medición de desplazamientos verticales para Panel 63 Tipo B.

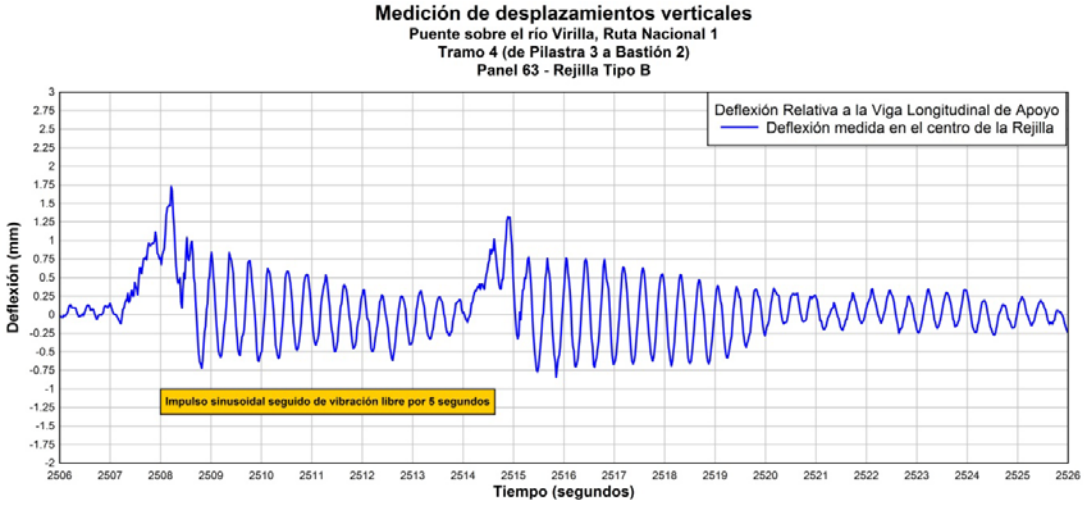


Figura 5.17c Medición de desplazamientos verticales para Panel 63 Tipo B.

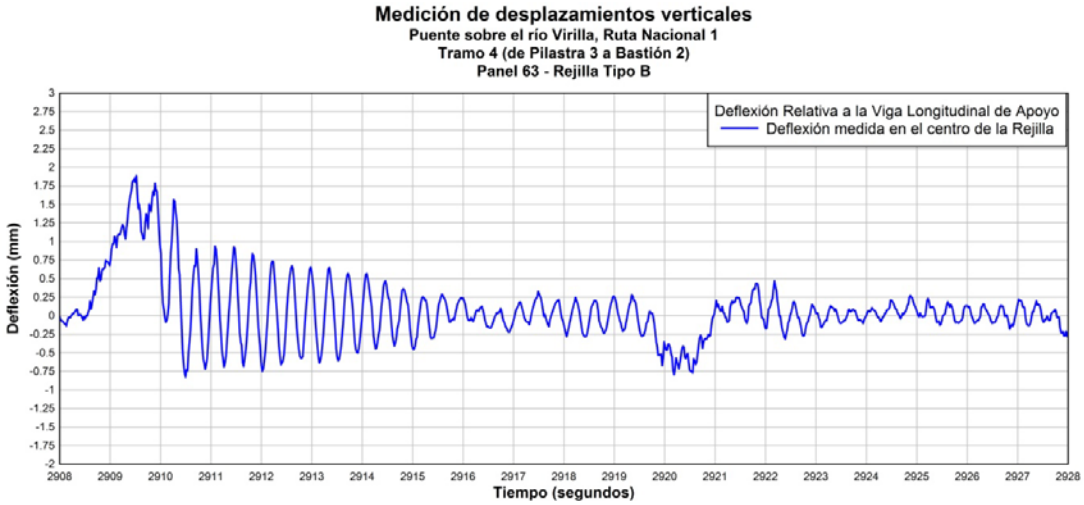


Figura 5.17d Medición de desplazamientos verticales para Panel 63 Tipo B.

Obtención del porcentaje de amortiguamiento crítico

Normalmente en el análisis de sistemas estructurales sometidos a solicitaciones variables es común recurrir a la simplificación de sistemas complejos con el fin de destacar características específicas de la respuesta dinámica. En el caso de las calzadas de los tramos de vigas simplemente apoyadas sobre bastión y pilastra (Tramos 1 y 4) o sobre pilastras (Tramo 2), la simplificación utilizada consiste en analizar la respuesta dinámica de la superestructura y el tablero como una "viga equivalente" de 27.4 m de longitud sometida a vibraciones provocadas por el paso vehicular. Si consideramos a la losa y a las vigas como una sola unidad, entonces las deflexiones de cada una de las cuatro vigas de acero que forman la superestructura del puente se verán sometidas a desplazamientos verticales provocados por el movimiento vehicular. Es posible entonces considerar el sistema completo como una estructura de un grado de libertad generalizado. La forma de desplazamiento vertical de la viga se puede semejar a una onda sinusoidal con valor máximo de deflexión a mitad de la luz.

La determinación del porcentaje de amortiguamiento se logra mediante el análisis de la disminución de desplazamientos cuando la superestructura queda oscilando libremente. Se considera que la pilastra o el bastión tienen una incidencia despreciable sobre la respuesta del tramo en consideración. Tampoco se considera interacción alguna con posibles vibraciones laterales que pueda experimentar la superestructura. Estas vibraciones son de orden menor cuando se trata de cargas vivas vehiculares.

A través de la Ecuación (5-3), es posible medir el porcentaje de amortiguamiento crítico de un sistema de un grado de libertad ((Chopra, 2007)):

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \ln \frac{u_i}{u_{i+j}} \qquad \text{Ecuación (5-3)}$$

Con esta ecuación se determina que el amortiguamiento del Tramo 4 es de +/- 1% del amortiguamiento crítico. En las Figuras 5.19 y 5.20 se presenta un ejemplo de la medición llevada a cabo. Este nivel de amortiguamiento es muy bajo con respecto al que puede aportar una losa maciza de concreto reforzado. En ese caso, la fricción interna entre los diferentes componentes del concreto a consecuencia de la microfisuración por retracción, provee disipación de energía para el sistema estructural que puede llegar a ser hasta de 5% del amortiguamiento crítico para deflexiones pequeñas. El comportamiento observado a través de las mediciones realizadas indica que el Tablero de Rejilla Mixta de profundidad parcial usado en el Puente Virilla-RN1 no es capaz de disipar energía lo suficientemente rápido como para evitar el número excesivo de ciclos de vibración. La Figura 5.4 muestra un ejemplo de la disminución en el número de ciclos que se puede esperar si se pasa de 2% a 5% de amortiguamiento crítico.

Del estudio de la medición efectuada salta a la vista que en bastantes ocasiones la respuesta de la superestructura es de vibraciones de amplitudes mucho mayores a las de la vibración libre. En algunos casos esas vibraciones alcanzan valores de 10 u 11 mm de amplitud.

Si consideramos la carga impuesta por un vehículo de diseño como una carga de impulso de media onda sinusoidal o triangular, el efecto del amortiguamiento es despreciable sobre todo si el máximo desplazamiento ocurre al final de la aplicación de la carga. Para puentes con mucho volumen de tránsito, la consideración de que la carga aplicada se puede tomar como episodios independientes no es válida. Por tanto se puede considerar que la solicitación sobre la superestructura del puente es más parecida a una excitación producida por un tren de impulsos sinusoidales. En este caso el efecto de bajar el amortiguamiento significa que la estructura está en oscilación libre con su periodo natural casi permanentemente. Esto se puede observar en las mediciones de desplazamientos presentados en las Figuras 5.15, 5.16 y 5.18.

La afirmación hecha en el párrafo anterior toma validez cuando se observa el deterioro en las porciones centrales de los paneles del Tablero de Rejilla ya mencionado en el Capítulo 4. Se debe recordar además que el tipo de conexión empleado entre paneles transversales no transmite momentos por no ser continuo con lo cual la redistribución de momentos permitida en la Sección 4.6.2.1.8 de AASHTO deja de ser válida. Mayores momentos significan mayores deflexiones en el centro del panel. La Figura 5.21 esquematiza la anterior afirmación.

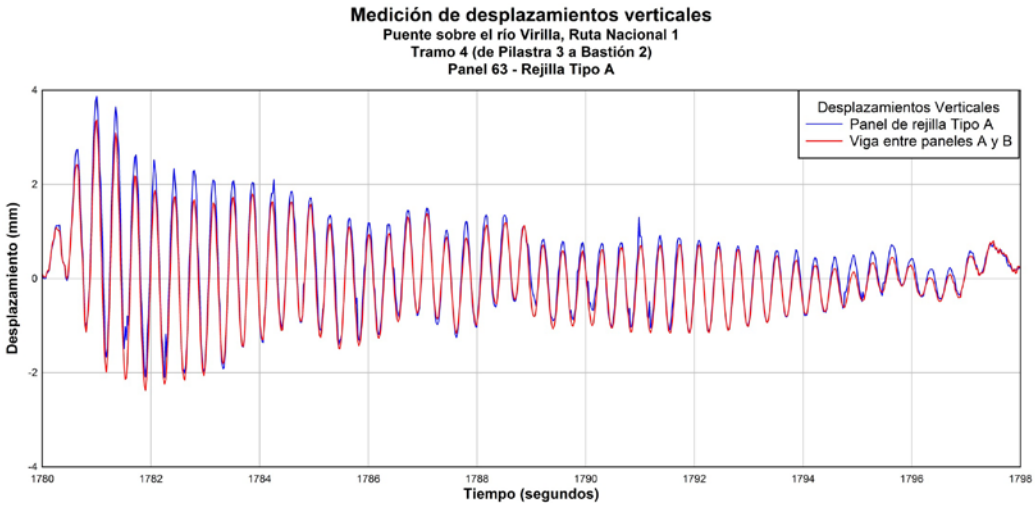


Figura 5.18 Desplazamientos verticales para el Panel 63 – Rejilla Tipo A.

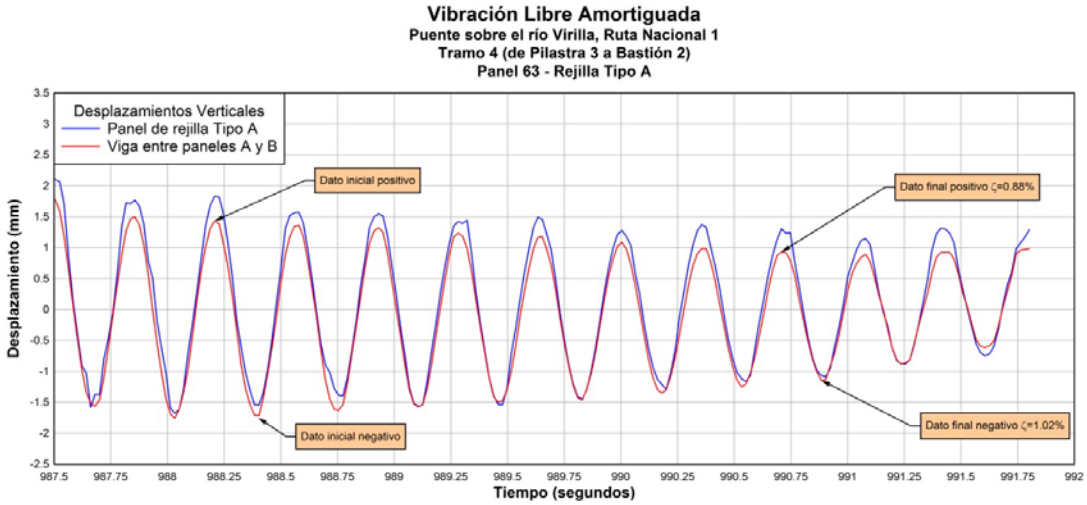


Figura 5.19 Intervalo de vibración libre amortiguada medido en el Panel 63 – Rejilla Tipo A.

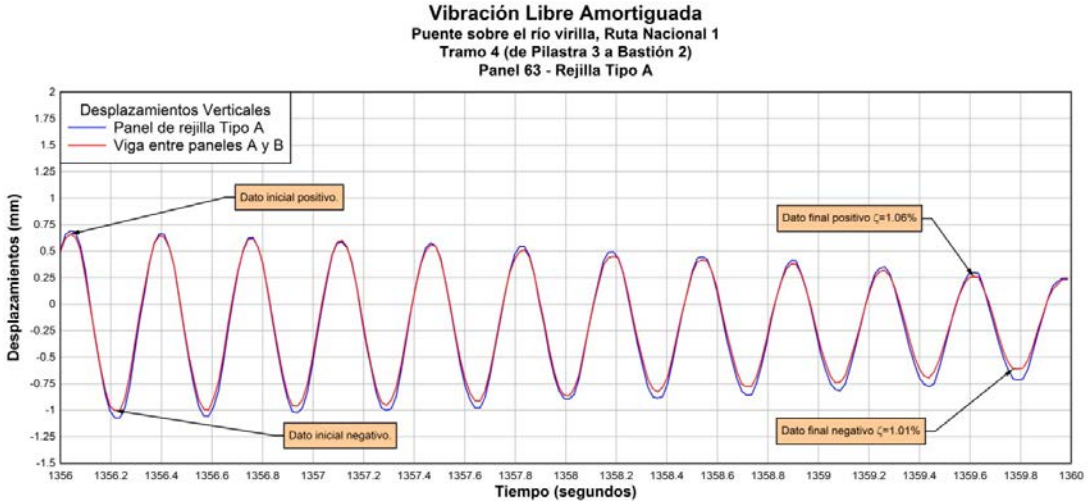


Figura 5.20 Intervalo de vibración libre amortiguada medido en el Panel 63 – Rejilla Tipo A.

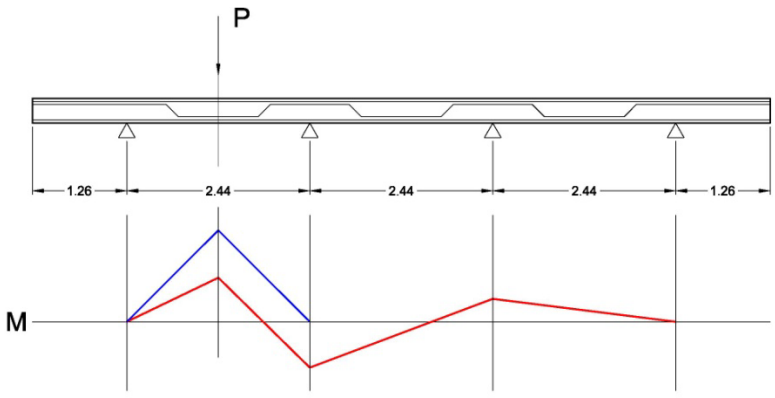


Figura 5.21 Distribución de momentos, apoyos simples versus viga continua.

6. Efecto del nuevo tablero sobre el comportamiento ante solicitaciones sísmicas

6.1 Antecedentes

El Puente Virilla-RN1 está ubicado en una zona sísmicamente activa. El Valle Central de Costa Rica cuenta con una serie de fallas activas predominantemente de dirección Este-Oeste. Estas fallas activas se pueden separar en dos grupos, un grupo Norte y otro Sur. El grupo Norte corta el flanco Sur de la Cordillera Volcánica Central y el grupo Sur corta la prolongación norte de la Cordillera de Talamanca. El Terremoto de Cartago, ocurrido en 1910, tiene su origen en una de las fallas del grupo Sur, la falla Aserrí-Agua Caliente. Al grupo Norte se le asocian terremotos como el de Fraijanes en 1888 y el reciente Terremoto de Cinchona en 2009. Esto hace necesaria la inclusión de la demanda sísmica como parte importante del diseño estructural de toda la infraestructura del país.

Sin embargo, tal como se indicó en la Sección 2.1, el diseño de puentes antes de 1973 en general no incluía la consideración del efecto de las solicitaciones sísmicas. La norma AASHTO no incluía ninguna recomendación para ese efecto antes de 1975.

De lo anterior se puede concluir que el Puente Virilla-RN1, diseñado con la norma de AASHTO vigente en 1957, no cuenta con diseño sísmico. En la Figura 6.1 se presenta el plano constructivo de una de la Pilastra 1. El examen del plano nos permite ver que efectivamente, la subestructura no cumple con algunas de las recomendaciones más importantes incluidas hoy día en todos los elementos estructurales para garantizar suficiente capacidad sísmica. En la Figura 6.2 se señala la ubicación de los empalmes de varillas de refuerzo justo en la base de la zapata y con una extensión insuficiente. En la Figura 6.3 se presenta la distribución de refuerzo longitudinal de una de las columnas de la pilastra en la que se puede notar que no se cumple con los requisitos de apoyo lateral de las varillas longitudinales intermedias. Esto, aunado a la disposición de los estribos, según se indica en la Figura 6.3, permite concluir que el concreto de las columnas no cuenta con el necesario confinamiento para prevenir la pérdida de la integridad de la columna cuando se vea sometida a reversiones de momentos producto de la acción sísmica. También se puede notar que los apoyos de la superestructura sobre la subestructura resultan inadecuados para acomodar los desplazamientos laterales de la superestructura respecto a la subestructura. Como se puede ver en la Figura 3.16, si no hay suficiente espacio, la superestructura se desmonta de la subestructura. El resultado es el colapso de la superestructura. Algunos ejemplos de este tipo de problema se presentan en las Figuras 6.4 y 6.5. En la primera se trata del Puente La Estrella-RN36 cuya superestructura colapsó durante el Terremoto de Limón de 1991. La segunda corresponde al Puente Agua Caliente a 36 km al noreste de la Ciudad de Guatemala en la ruta al Mar Caribe. Este último fue

diseñado en 1959; igual que el Puente Virilla-RN1, este puente hizo uso de la normativa AASHTO 1957.

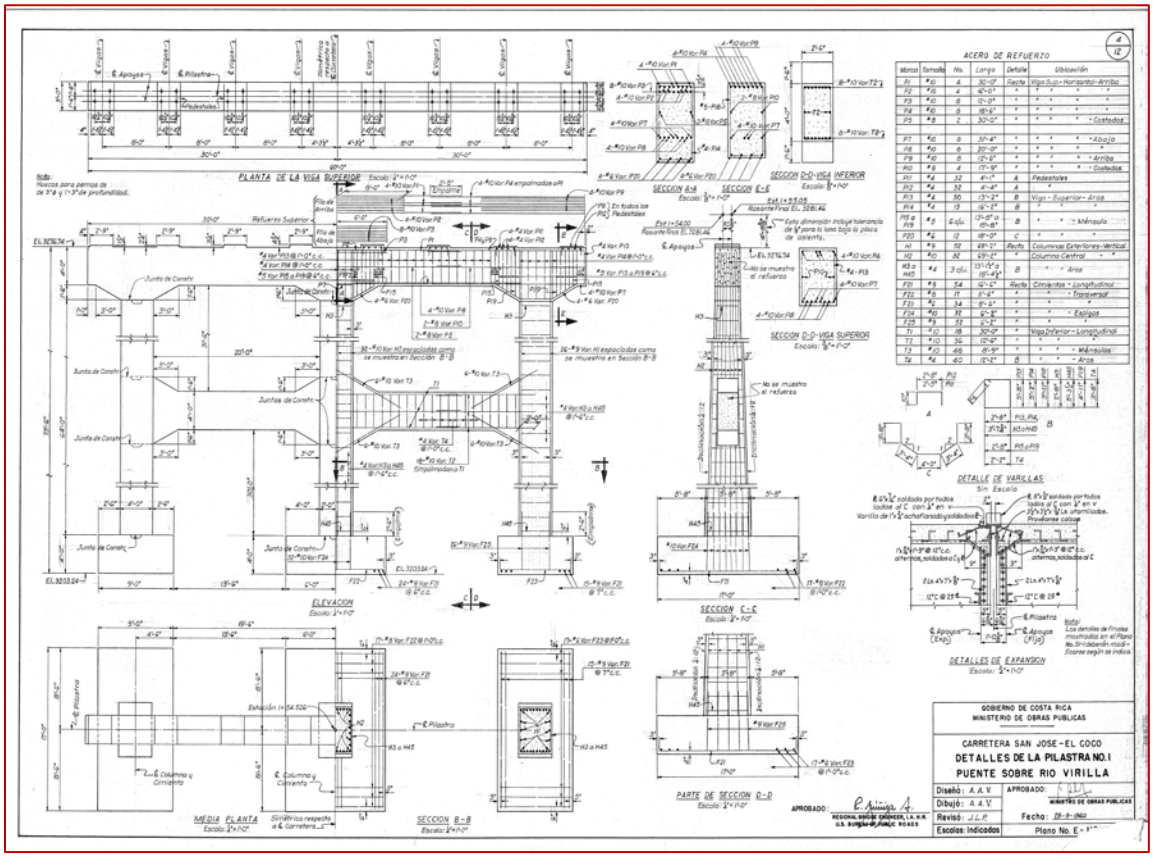


Figura 6.1 Plano estructural de la Pilastra 1 del Puente Virilla-RN1. (Cortesía de MOPT, 2009.)

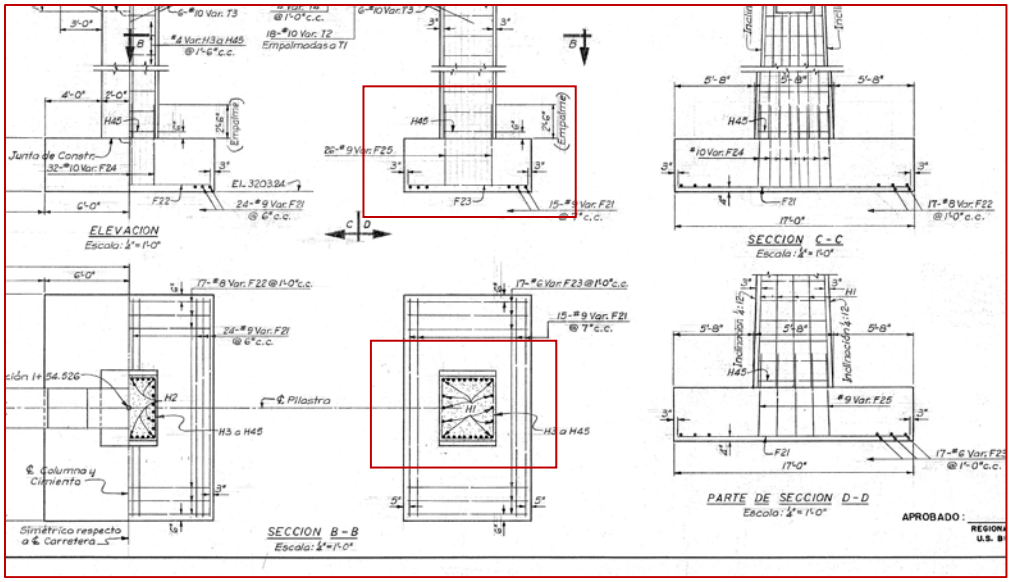
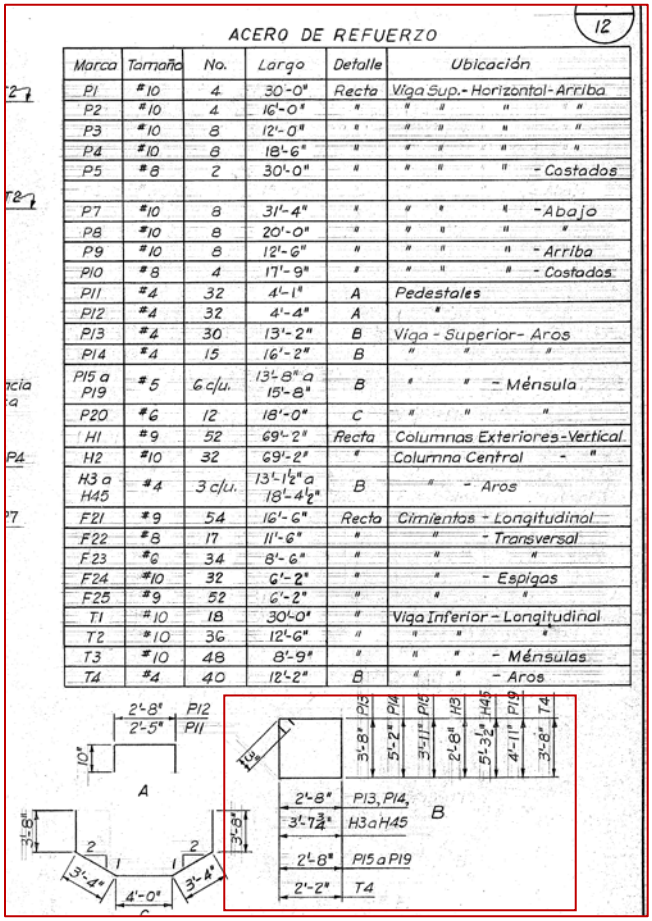


Figura 6.2 Detalle de ubicación y longitud de empalme de varillas de refuerzo y de la distribución de refuerzo longitudinal para una de las columnas de la Pilastra 1.



ACERO DE REFUERZO

12

Marca	Tamaño	No.	Largo	Detalle	Ubicación
P1	#10	4	30'-0"	Recta	Viga Sup.- Horizontal-Arriba
P2	#10	4	16'-0"	"	" " " "
P3	#10	8	12'-0"	"	" " " "
P4	#10	8	18'-6"	"	" " " "
P5	#8	2	30'-0"	"	" " " - Costados
P7	#10	8	31'-4"	"	" " " -Abajo
P8	#10	8	20'-0"	"	" " " "
P9	#10	8	12'-6"	"	" " " - Arriba
P10	#8	4	17'-9"	"	" " " - Costados
P11	#4	32	4'-1"	A	Pedestales
P12	#4	32	4'-4"	A	"
P13	#4	30	13'-2"	B	Viga - Superior- Aros
P14	#4	15	16'-2"	B	" " "
P15 a P19	#5	6 c/u.	13'-8" a 15'-8"	B	" " - Ménsula
P20	#6	12	18'-0"	C	" " "
H1	#9	52	69'-2"	Recta	Columnas Exteriores-Vertical
H2	#10	32	69'-2"	"	Columna Central - "
H3 a H45	#4	3 c/u.	13'-1½" a 18'-4½"	B	" - Aros
F21	#9	54	16'-6"	Recta	Cimientos - Longitudinal
F22	#8	17	11'-6"	"	" - Transversal
F23	#6	34	8'-6"	"	" "
F24	#10	32	6'-2"	"	" - Espigas
F25	#9	52	6'-2"	"	" "
T1	#10	18	30'-0"	"	Viga Inferior - Longitudinal
T2	#10	36	12'-6"	"	" " "
T3	#10	48	8'-9"	"	" " - Ménsulas
T4	#4	40	12'-2"	B	" " - Aros

Figura 6.3 Detalle de la geometría de los estribos para las columnas y vigas de la Pilastra 1.

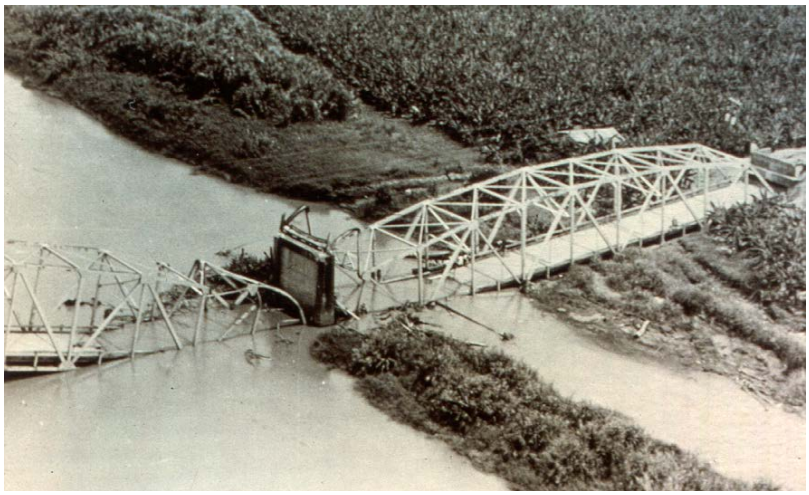


Figura 6.4 Puente sobre el río La Estrella, Ruta Nacional 36, Terremoto de Limón 22 de abril de 1991.

Figura 6.5 Puente Agua Caliente, Guatemala, Terremoto del 4 de febrero de 1976. Tomado de (Espinosa, 1976). El colapso de la superestructura se debió a grandes desplazamientos de la superestructura y el tablero. Los apoyos eran fijos en un extremo y de expansión en el extremo opuesto para todos los tramos.

6.2 Descripción de la respuesta sísmica del puente

El puente Virilla-RN1 se puede dividir en tres componentes o sistemas principales: la subestructura, la superestructura y el tablero. En la Sección 3.1 se presenta la descripción de cada uno de esos elementos. (Ver Figura 3.1).

La respuesta sísmica de este tipo de puentes se basa fundamentalmente en mantener la superestructura y el tablero respondiendo elásticamente como una sola unidad que se ve sometida a desplazamientos verticales y horizontales (estos últimos transversales y longitudinales). Ver Figura 5.8. Bajo este supuesto, la subestructura tendrá que aportar la ductilidad necesaria para disipar la energía proveniente del sismo. Como se indicó arriba, la subestructura no cuenta con capacidad para responder a ciclos de carga dinámica en vista de que no puede mantener la integridad estructural.

Otro problema importante de resolver es la demanda de capacidad de los apoyos para soportar los desplazamientos de la superestructura. Los apoyos utilizados en el Puente Virilla-RN1 están anclados a la subestructura mediante pernos, según se puede observar en las Figuras 3.15, 3.16 y 3.17. Es posible que los anclajes se conviertan en el eslabón débil del sistema resistente. La

falla puede presentarse por extracción o fractura de los anclajes causando que la superestructura se desmonte de los asientos.

6.3 Informe Lanamme 2006

En 2006 el Lanamme llevó a cabo una evaluación de trece puentes de la Ruta Nacional 1 en el segmento San José - San Ramón de Alajuela (Lanamme, 2007). El método de evaluación empleado consiste en inspecciones oculares mediante visitas a cada uno de los puentes. Esta metodología es similar a la que el MOPT había venido realizando hasta 1995 y la que se intenta implementar con las recomendaciones propuestas por la Agencia de Cooperación Japonesa. El resultado completo de la evaluación para el Puente Virilla-RN1 se presenta en el Anexo 4. Como se puede ver allí, la evaluación incluye el estado de la losa y el estado de la superestructura y la subestructura. Las evaluaciones presentadas no incluyen la vulnerabilidad sísmica del puente. Por lo tanto no se asigna capacidad para ese rubro.

Posteriormente, la Dirección de Puentes del MOPT, mediante el oficio 103709 del 27 de agosto de 2009 (Dirección de Puentes, MOPT, 2009), asegura que un informe del Lanamme del año 2006 incluye los valores para bastiones con la consideración sísmica y para pilastras con y sin la consideración sísmica. Esos nuevos valores aportados por el MOPT se incluyen en la tabla del Anexo 4 con color rojo para diferenciarlos de los datos incluidos en el informe original del Lanamme (Lanamme, 2007). Esa inclusión posterior a la entrega del informe por parte del Lanamme no aparece documentada en los anales de esta institución.

En el informe supracitado (Lanamme, 2007), se puede ver que varios puentes importantes de la Ruta Nacional 1 en el segmento objeto del estudio presentan tableros con estados similares al indicado para el Puente Virilla-RN1, tal es el caso del denominado Intercambio Aeropuerto Juan Santamaría.

Finalmente, cabe indicar que el propósito de la evaluación somera de la condición de carga viva citado, no debe ser tomado más que como un primer filtro que le permita a la Administración elaborar un plan de intervención integral para cada uno de los puentes que aparezcan con calificación global deficiente. En el caso de los puentes, al igual que en el caso de otras obras civiles, es inadecuado intervenir uno de sus componentes sin la clara valoración del efecto que tendría la priorización resultante.

6.4 Comportamiento de la estructura actual ante solicitaciones sísmicas

Como se estableció en la Sección 4.3, el Tablero de Rejilla Mixta instalado en el Puente Virilla-RN1 presenta gran flexibilidad tanto vertical como transversal. Lo anterior por cuanto, como se indicó en el Anexo 1, los elementos de acero longitudinal y transversal de la rejilla no están unidos por soldadura más que en un porcentaje muy pequeño del total de intersecciones. Ante este hecho el concreto de las celdas está llamado a cumplir con la función de integrador del

sistema. Sin embargo, como se corroboró mediante mediciones de campo, la extrema flexibilidad del tablero hace que el concreto pierda adherencia al acero y se vuelva inefectivo como integrador. En la Sección 5.3 se presenta un análisis del comportamiento indicado.

La nueva superestructura del puente con el Tablero de Rejilla Mixta de profundidad parcial no cuenta entonces con suficiente rigidez transversal como para garantizar que cumple con la función de diafragma rígido implícita en la capacidad sísmica de los puentes. Por lo tanto, ante la ocurrencia de un evento sísmico la respuesta del puente será de una naturaleza diferente por cuanto la ausencia del diafragma rígido hace que las demandas de desplazamiento hacia las pilastras no sean uniformes. Esta condición es casi equivalente a partir el puente en al menos tres estructuras independientes, una por cada pilastra, cada una respondiendo ante la demanda sísmica con características dinámicas diferentes. En la práctica esto puede conducir a desplazamientos muy grandes que hacen que los apoyos se vuelvan el eslabón crítico. La falla de los apoyos podría entonces causar que la superestructura se desmonte del banco de apoyo y colapse.

7. Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

Los paneles de rejilla metálica instalados recientemente en el Puente Virilla-RN1 no cumplen con los requisitos de desempeño establecidos en la norma AASHTO 2007 Interim 2009 (Art. 1.3.2.2) en lo referente a deflexiones y vibraciones debidas a cargas normales de servicio.

Las principales razones detrás del pobre desempeño que han mostrado los paneles de rejilla metálica instalados pueden ser entre otros varias:

1. Carencia de rigidez de la sección longitudinal del tablero construido a base de rejillas de 2.44 m de longitud con viguetas de acero a cada 20.3 cm y conexiones entre paneles a base de concreto con dovelas de 20 cm de longitud efectiva. El diseño inicial contemplaba el uso de paneles de rejillas de 1.52 m de longitud con viguetas de acero a cada 15.2 cm. La mayor proximidad de ambos componentes del tablero incidiría sobre la rigidez longitudinal (entre vigas longitudinales y largueros de apoyo) tanto a flexión como a torsión a lo largo de ejes transversales.

2. Carencia de continuidad en la conexión entre paneles de rejillas en el sentido transversal a lo largo de ejes longitudinales entre los paneles A y B y entre B y C para los Tramos 1, 2 y 4 y a lo largo de ejes longitudinales entre los paneles D y E y entre E y F para el Tramo 3. La conexión entre paneles consiste en una fila de pernos colocados a mitad de altura del panel y a cada 20.4 cm en el sentido longitudinal. Una conexión de

este tipo a lo sumo se puede considerar como una conexión simple, que transmite fuerzas de cortante, pero no momentos.

3. Carencia de acción de losa en dos direcciones (losa ortotrópica) debido a aislamiento del concreto en celdas individuales por no contar ni con la sobrecapa nomalmente recomendada por el fabricante ni con varilla de refuerzo en zona de compresión según recomienda la asociación de fabricantes.

El comportamiento observado en el nuevo tablero incide sobre la capacidad sísmica del puente. Los paneles de rejilla consisten de celdas rectangulares orientadas en el sentido transversal del puente. Las paredes de las celdas no están unidas entre sí de manera continua. En algunos casos, los menos, cuentan con dos puntos de soldadura, en el resto de los casos no existe ninguna soldadura que evite la distorsión de la celda. Ante esta circunstancia, el concreto de las celdas no puede cumplir con el papel de rigidizador por cuanto se ha deteriorado en al menos la mitad del área de paneles. Por tanto, la carencia de rigidez en el plano del tablero (carencia de diafragma rígido) es identificada como un peligro por cuanto haría que ante un evento extremo las demandas de desplazamientos horizontales sean diferentes para las diferentes pilastras. Lo anterior aunado a la reducción del peso del tablero puede causar desplazamientos de la superestructura que superen el área provista por los bancos de asiento actuales.

7.2 Recomendaciones específicas

Se recomienda la construcción de un puente de cuatro carriles, aguas arriba del actual que sirva en primera instancia como paso alterno y en una instancia posterior para ampliar la capacidad total del tránsito en la Ruta Nacional 1 en el segmento San José – Aeropuerto Juan Santamaría a ocho carriles.

Para definir la intervención por realizar, se debe llevar a cabo una evaluación global de la capacidad del Puente Virilla-RN1 existente tomando en consideración las acciones y solicitaciones a las que se verá sometido durante los próximos 25 años. Las acciones y solicitaciones deben incluir la estimación de Cargas Vivas según la designación HL-93 de AASHTO, consistentes con la importancia del segmento de carretera tanto para carga como para pasajeros durante la vida útil remanente. Se recomienda especial consideración a la demanda de tránsito de vehículos de carga por cuanto este segmento de la Red Vial Nacional podría servir de ruta para trasiego de mercancía internacional entre los puertos del Pacífico y del Caribe. También se deben incluir las acciones y solicitaciones debidas a Carga Sísmica para el mismo tiempo de exposición de 25 años.

7.3 Recomendaciones generales

Se recomienda proceder con la homologación de la norma de referencia AASHTO LRFD 2007 Interim 2009 para el país, por considerar que refleja de mejor manera la práctica del diseño y la construcción de puentes en Costa Rica durante los últimos 70 años.

Se recomienda definir una categoría especial de puentes críticos en las rutas que la Administración considere estratégicas para el avance del desarrollo económico y social del país. Por ejemplo, los puentes de la ruta Interamericana Norte entre las rutas nacionales 18 y 23, los puentes en la ruta nacional 32 entre las rutas nacionales 10 y 36, el puente sobre el río Tempisque en la ruta nacional 18, el puente sobre el río Chirripó en la ruta nacional 32, el puente sobre el río Grande de Tárcoles en la ruta nacional 34 y el puente sobre el río Grande de Térraba en la ruta Interamericana Sur.

Se recomienda que el diseño o la intervención de puentes críticos esté sometida a un Panel Revisor Externo de carácter técnico y nombrado por la Administración, para cualquier tipo de acción, por más pequeña que parezca. Por ejemplo, la sustitución de una junta de expansión o de un tablero.

Bibliografía

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specificatons 4th Edition 2007 with 2009 Interim Revisions.* AASHTO.

American Association of State Highway Officials. (1957). *Standard Specifications for Highway Bridges 7th Edition.* Washington, D.C.: AASHO.

Bridge Grid Flooring Manufacturers Association. (2010). *www.bgfma.org.* Retrieved March 26, 2011, from Bridge Grid Flooring Manufacturers Association: http://www.bgfma.org

CalTrans. (2004). *Bridge Design Specification.* Sacramento, CA: CalTrans.

Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering.* Upper Saddle River, NJ, USA: Pearson Prentice Hall.

Dirección de Puentes, MOPT. (2009). *Oficio 103709.* San José, Costa Rica: MOPT.

Earls, C. J., & Johnston, T. R. (2004). Behavior of Field Splice Details in Precast Concrete-Filled Steel Grid Bridge Deck. *Journal of Bridge Engineering ASCE* , 127-136.

Espinosa, A. (1976). *The Guatemalan Earthquake of February 4, 1976, A Preliminary Report Professional Paper 1002.* Washington, DC, USA: United States Geological Survey.

Kawada, T. (2010). *History of the Modern Suspension Bridge.* Reston Virginia: American Society of Civil Engineers.

L. B. Foster. (2010). Retrieved 2011, from L. B. Foster Web site: http://www.lbfoster.com/Fabricated/pdf/FAB_BridgeProducts_Brochure.pdf

L.B. Foster. (2011, March 15). *Use of Integral Overfills with Grid Reinforced Concrete Bridge Decks.* Retrieved March 15, 2011, from L.B. Foster Web site: http://www.lbfoster.com

Lanamme. (2007). *Evaluación Preliminar Proyecto San José - San Ramón Programa de Trabajo 2006.* San Pedro, Costa Rica: Lanamme, Universidad de Costa Rica.

Ramírez González, M. (2009). Reparaciones Puente sobre río Virilla Ruta 1. *Foro Técnico CFIA* (pp. 1-61). Curridabat: MOPT.

Ryan, T., Hartle, R., Mann, J., & Danovich, L. (2006). *Bridge Inspector's Reference Manual.* Arlington, VA, USA: Federal Highway Administration, National Highway Institute.

Santana, G. (2010). *Concreto Estructural : Apuntes de Clase.* San Pedro, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Santana, G. (2010). *Informe sobre el Colapso del Puente Tárcoles-RN137.* San José, Costa Rica: Lanamme, Universidad de Costa Rica.

Schmidt, V., & Moya, A. (2011). *Informe de medición de vibraciones sobre el puente del río Virilla.* San Pedro, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Wight, J., & MacGregor, J. (2009). *Reinforced Concrete : Mechanics and Behavior.* Upper Saddle River, NJ, USA: Pearson Prentice Hall.