alacero
ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

Ing. Martín POLIMENI
EEPP SA
eeppsaingenieria@gmail.com

Estudio Estructural Polimeni Pérez s.a.

TEMARIO

- **INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE.**

- **CASOS DE ESTUDIO:**
  - **PASARELAS DEL HOTEL HAYTT REGENCY.**
  - **PUENTE DE PLATA - POINT PLEASANT.**
  - **PUENTE MIANUS.**
  - **PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT.**
  - **PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL.**
  - **PUENTE KINGS.**
  - **PUENTE SOBRE EL RIO RIN.**
  - **PUENTE I-35W MINNEAPOLIS.**

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

La *Ingeniería Forense* es la aplicación del arte y la ciencia de la Ingeniería en el sistema judicial, que requiere de los servicios profesionales de ingenieros legalmente calificados. La *Ingeniería Forense* puede incluir la investigación de causas físicas de accidentes y otras fuentes de reclamos y litigios, preparación de informes de ingeniería, testimonios en audiencias y juicios en procedimientos administrativos o judiciales, y la entrega de opiniones consultivas para ayudar a la resolución de disputas que afectan la vida o la propiedad. ***Milton F. Lunch, former General Counsel to the National Society of Professional Engineers (NSPE)***

La *Ingeniería Forense* es el arte y la ciencia de la práctica profesional de aquellos profesionales calificados para servir como expertos en ingeniería, en asuntos ante tribunales o en procedimientos de arbitraje.

Marvin M. Specter, founding President of the National Academy of Forensic Engineers

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

El *Ingeniero Forense* es un ingeniero profesional que se ocupa de la ingeniería asociada a problemas legales. Actividades asociadas a la ingeniería forense incluyen la determinación de las causas físicas o técnicas de accidentes o fallas, preparación de informes y presentación de testimonios o consejos y opiniones que ayudan en la resolución de disputas relacionadas. Al *Ingeniero Forense* también se le puede solicitar que emita una opinión sobre la responsabilidad del accidente o falla. ***Carper***

Definición de falla:

Cuando una instalación, estructura o material no cumple satisfactoriamente la función de la manera prevista y para la que fue creado o ejecutado. No se requiere ni el colapso parcial ni total, ni eventos catastróficos, para considerar que una estructura a fallado.

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

Labor de los ingenieros estructurales forenses:

- **El objetivo primario es realizar análisis (análogo a autopsias en medicina forense) sobre elementos estructurales, materiales y estructuras con el fin de determinar las causas y el grado de falla de éstos.**
- **Un objetivo secundario es determinar métodos de reparación, rehabilitación o reemplazo.**

Características principales que debe poseer el ingeniero estructural forense:

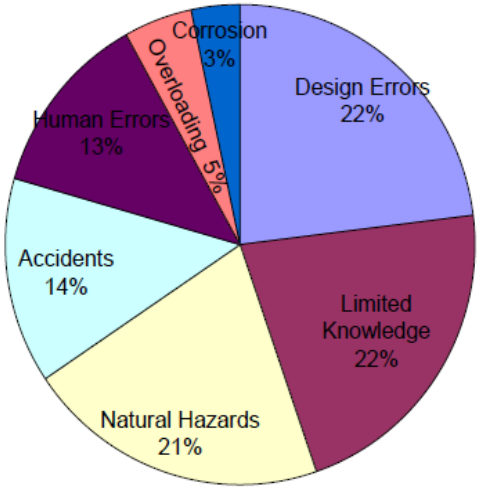
- **Ser experto en análisis estructural y en el comportamiento de los materiales, especialmente en su mecánica de falla.**
- **Comportamiento ético. Objetividad e imparcialidad.**
- **Comportamiento de investigación, análogo a un detective, recolectando todo tipo de información técnica y realizando un análisis crítico que conlleve al objetivo principal de su labor que es determinar la causa de falla de una estructura.**

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

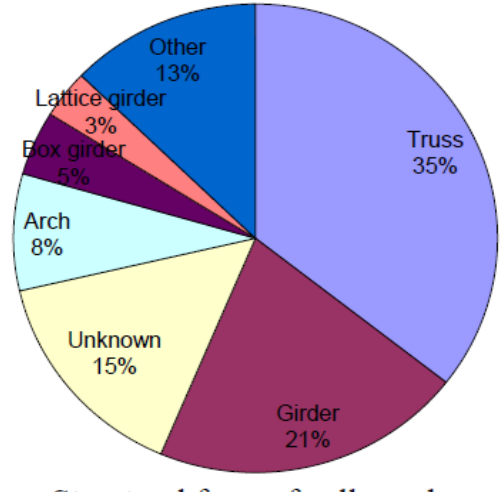
Si bien como se indicó anteriormente la ingeniería estructural forense liga aspectos técnicos con aspectos legales, en esta presentación nos limitaremos a realizar breves análisis de las causas de algunos de los colapsos y fallos paradigmáticos que han ocurrido en puentes de acero alrededor del mundo, algunos de los cuales llevaron a cambios sustanciales de los criterios de diseño, construcción, inspección y mantenimiento de estructuras de acero.

Finalmente, se concluirá sobre las principales lecciones aprendidas de estos lamentables sucesos, en lo referente a aspectos ingenieriles.

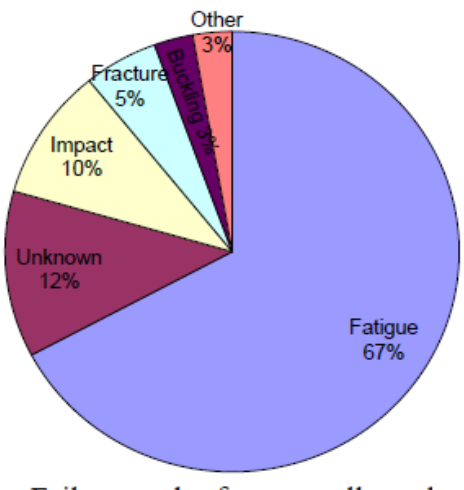
INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE



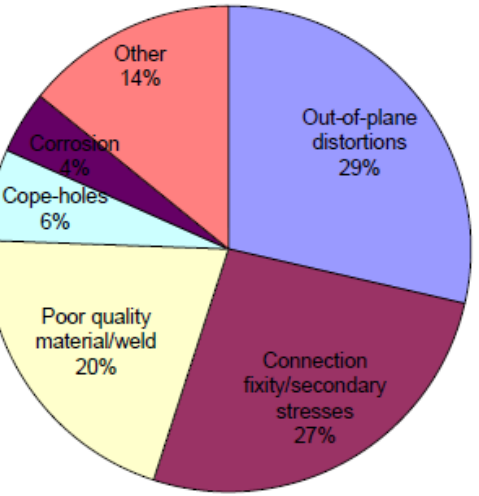
Failure causes leading to collapse of metallic bridges



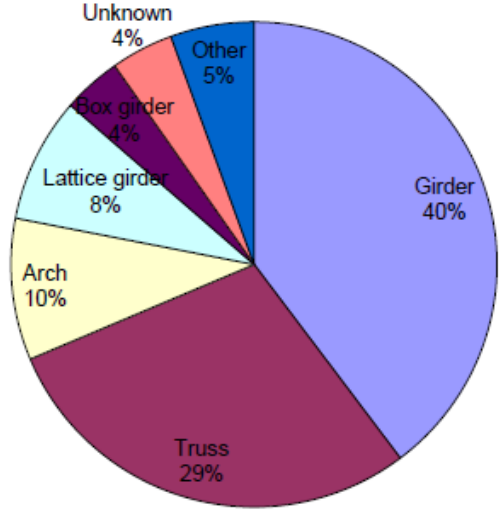
. Structural form of collapsed metallic bridges.



Failure modes for non-collapsed metallic bridges.



Nature of fatigue cracking in non-collapsed metallic bridges.

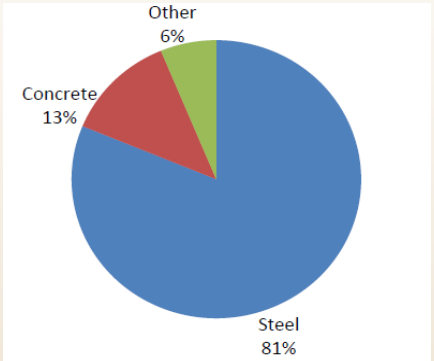


Structural configuration of non-collapsed metallic bridges.

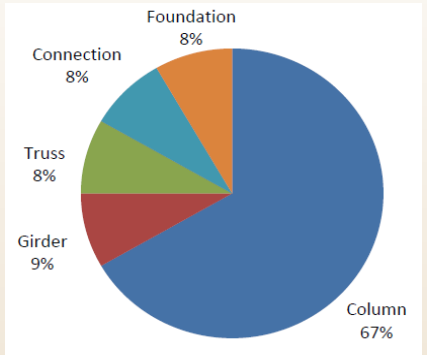
Algunas estadísticas de interés.

Fuente: A review of metallic bridge failure statistics
B.M. Imam & M.K. Chryssanthopoulos
Faculty of Engineering and Physical Sciences, University of Surrey, Guildford, GU2 7XH, UK

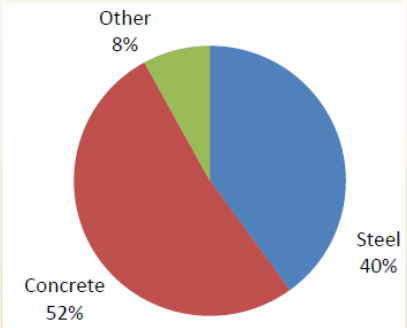
INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE



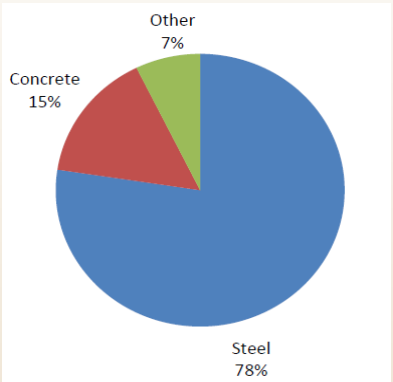
Material Type in the Bridges that Failed due to Material Defect (18 failures)



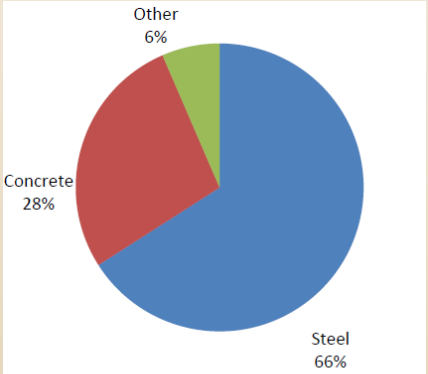
Failure of Structural Elements due to Earthquake



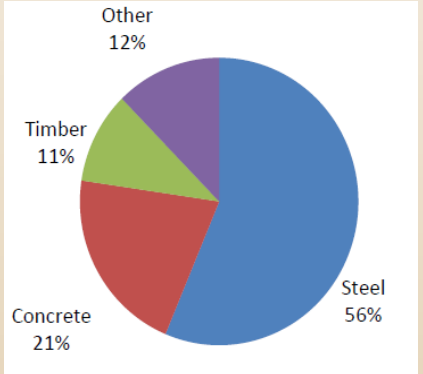
Material Type of the Bridges that Failed due to Deficiency in Construction (38 failures)



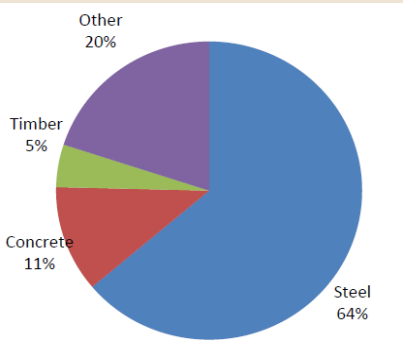
Material Type of the Bridges that Failed due to Collisions (163 failures)



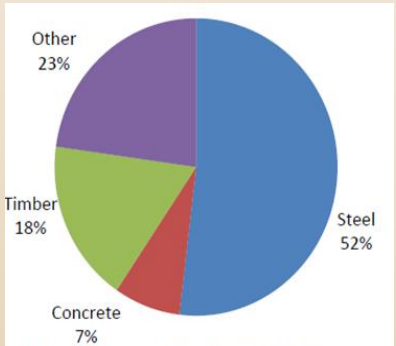
Material Type of the Failed Bridges due to Scour (200 failures)



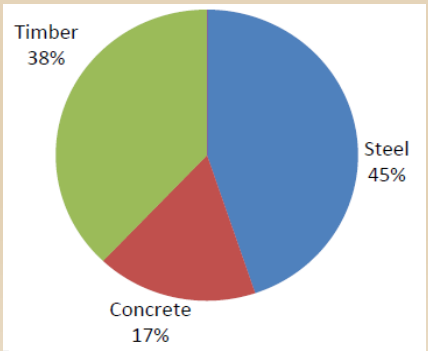
Material Type of the Bridges that Failed due to Floods (301 failures)



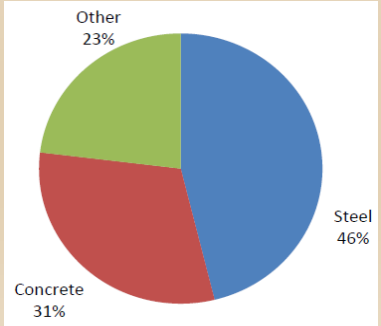
Material Type of Failed Bridges due to Overload (135 Failures)



Material Type of the Failed Bridges due to Environmental Degradation (71)



Material Type of the Failed Bridges due to Fire (30 Failures)



Material Types of the Bridges that Failed due to Extreme Wind (17 Failures)

Number of Bridge Failures due to Internal Causes – Material Used and Facility Type

Internal Causes of Bridge Failures	Material Used			Facility Type			
	Steel	Concrete	Other	Roadway	Highway	Pedestrian	Railway
Design Error	13	5	0	13	6	2	1
Lack of Maintenance	1	1	1	2	1	0	0
Deficiency in Construction	10	13	4	24	6	1	0
Material Defect	13	2	1	10	4	0	1
Total	**37**	**21**	**6**	**49**	**17**	**3**	**2**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 1

PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

El 17 de julio de 1981, las pasarelas colgantes del Hotel Hyatt Regency en Kansas City, Missouri, USA, colapsaron durante una fiesta.

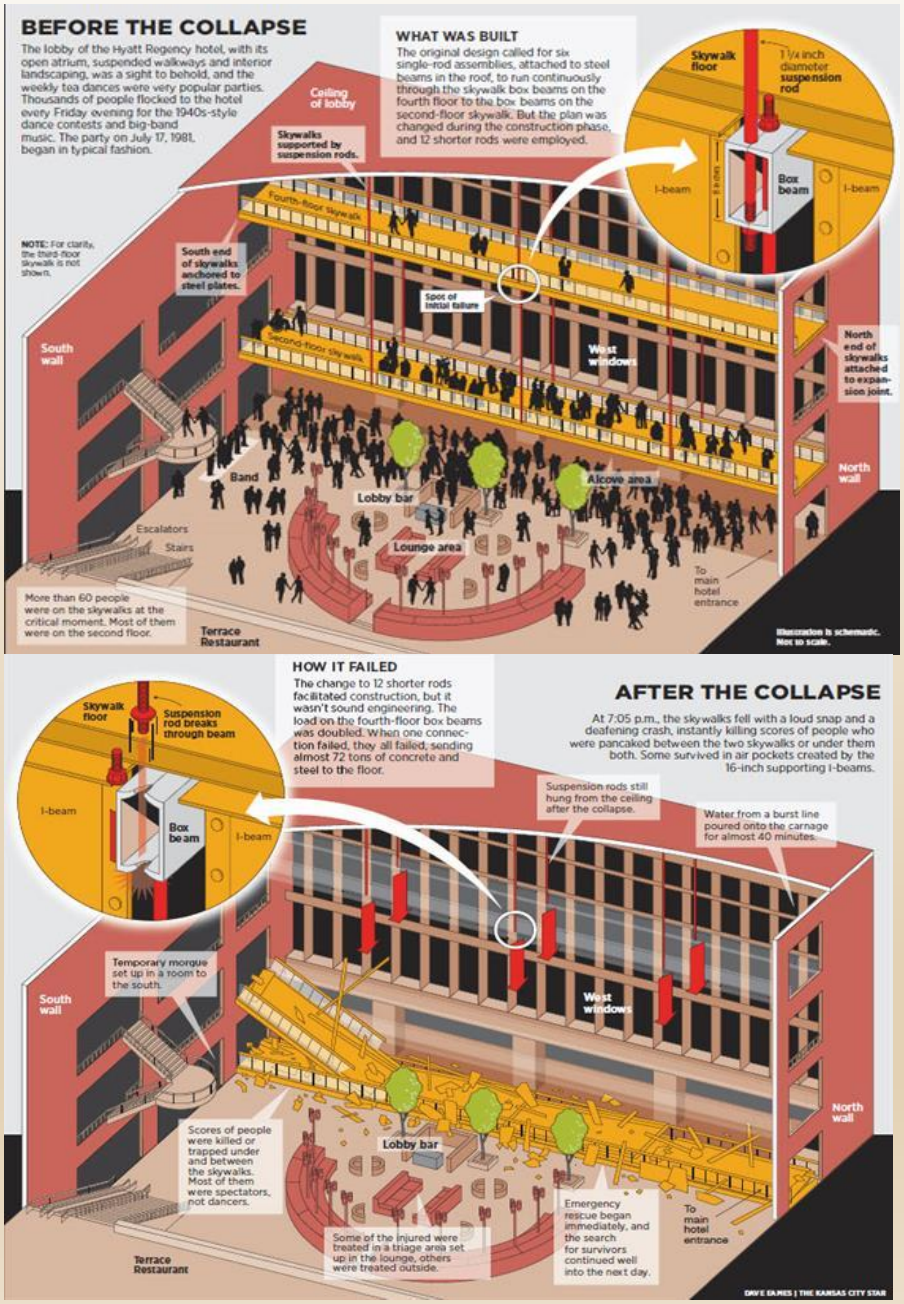
COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Las pasarelas suspendidas del 2do y 4to piso colapsaron durante una fiesta.

La carga que se necesitaba para soportar en las pasarelas suspendidas del 4to piso aumentó al doble debido al cambio en el diseño del detalle de una unión, propuesto por el constructor, para facilitar la construcción. El cambio fue aprobado por el ingeniero estructural.

Causas principales

- **Diseño inconveniente del detalle de unión de barras de suspensión.**
- **Cambio del detalle constructivo de unión de las barras de suspensión durante la construcción.**

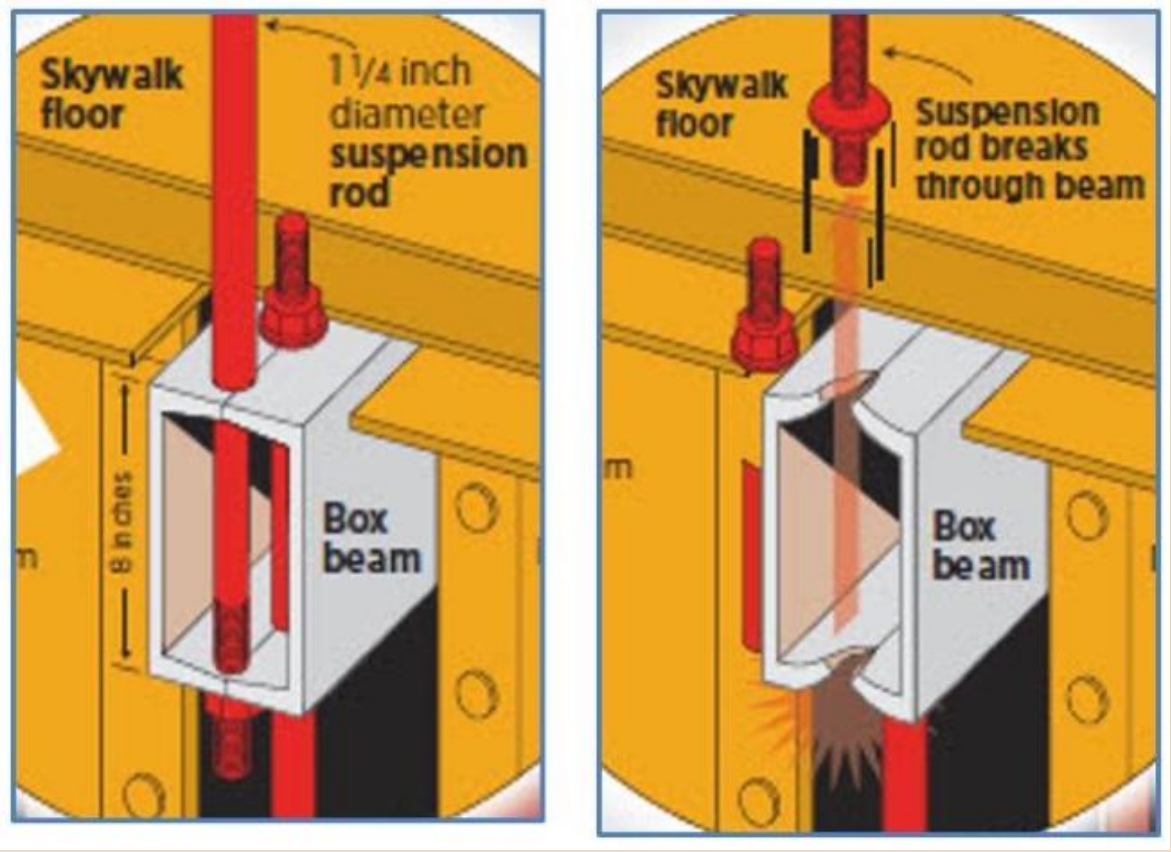


COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Colapso de las pasarelas peatonales.

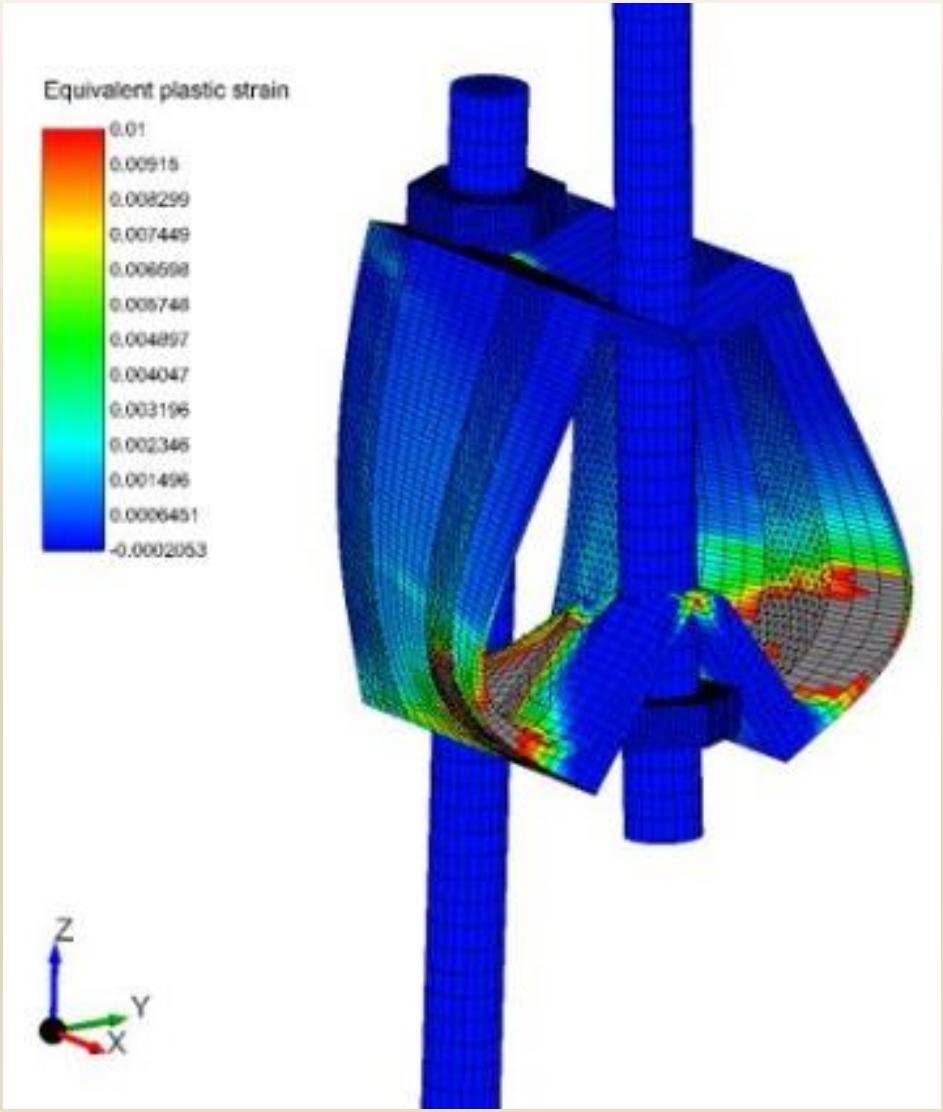
Consecuencias:

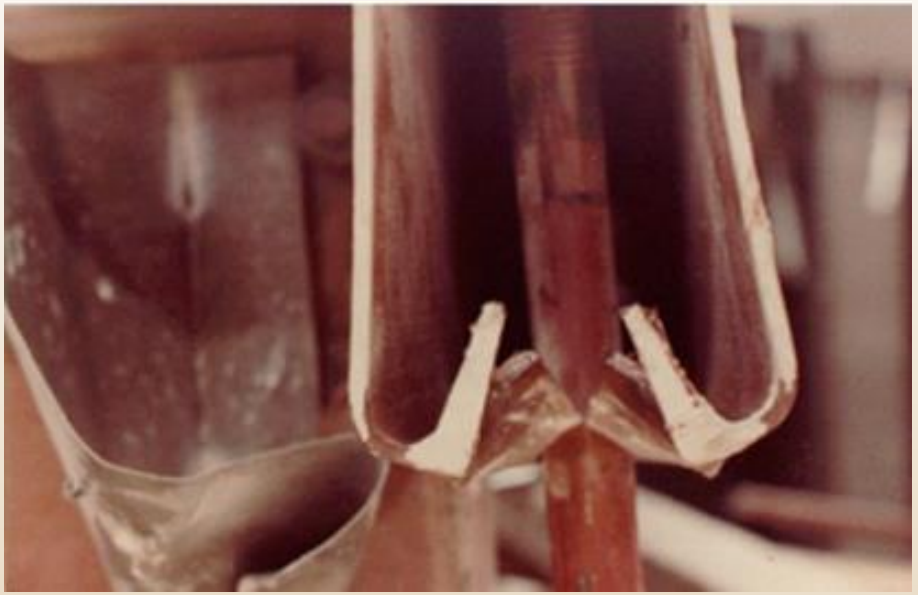
- **114 personas muertas.**
- **Mas de 200 personas heridas.**



COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Modelo de elementos finitos de la unión, tal como fue construida.



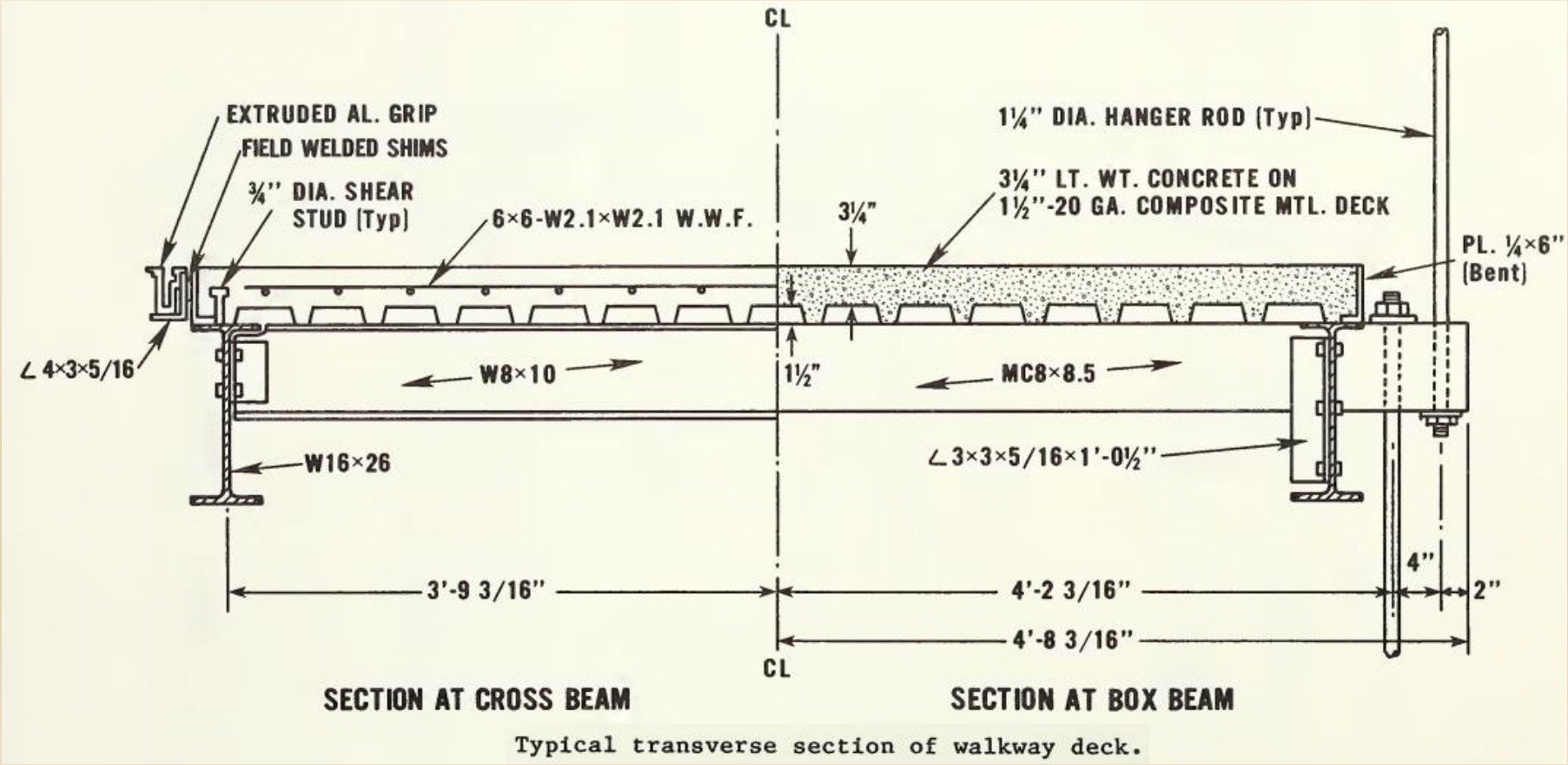


COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Sistema estructural principal.

Sección transversal del tablero de las pasarelas:

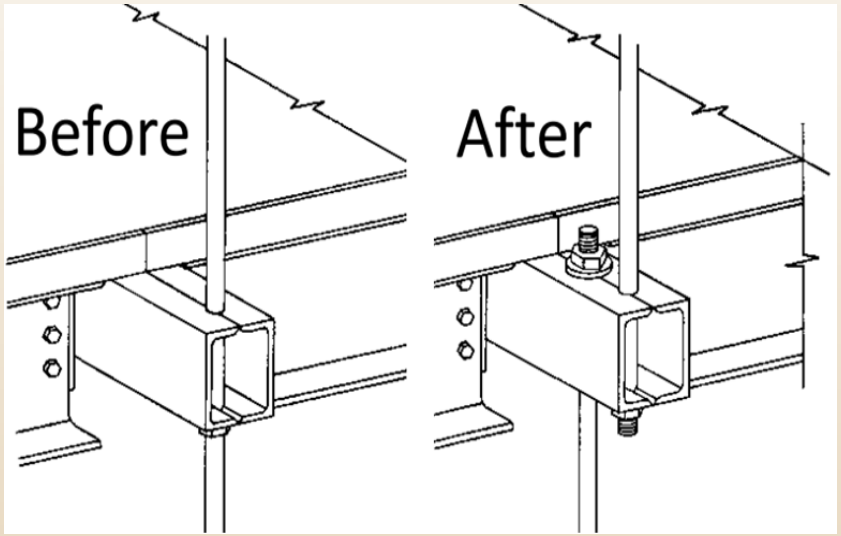
- **Barras de suspensión.**
- **Perfiles doble T y cajón.**
- **Tablero compuesto hormigón/acero.**

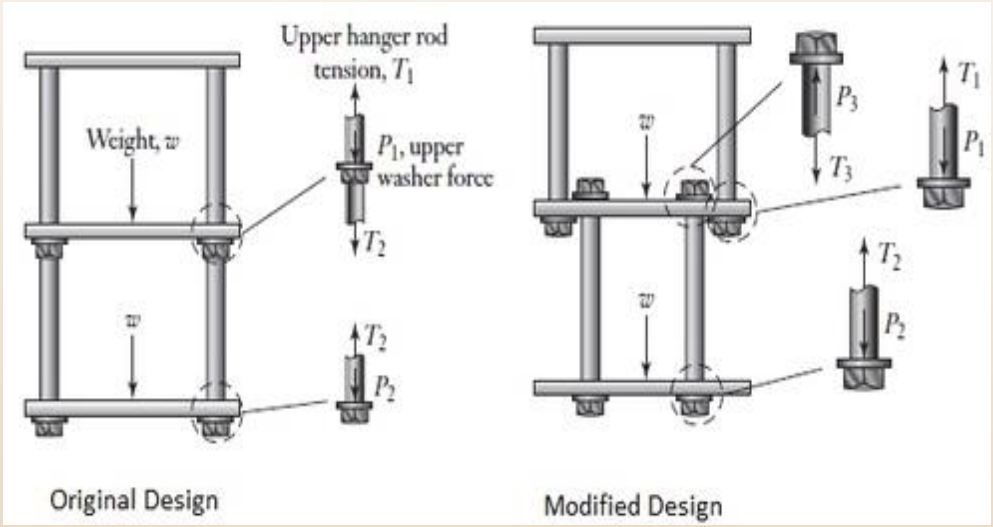


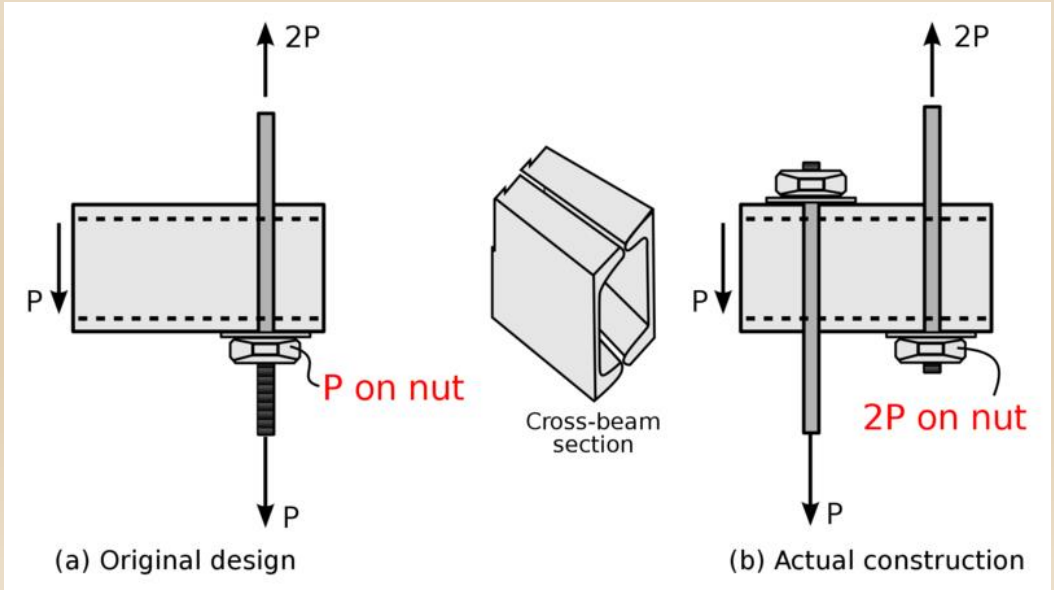
Typical transverse section of walkway deck.

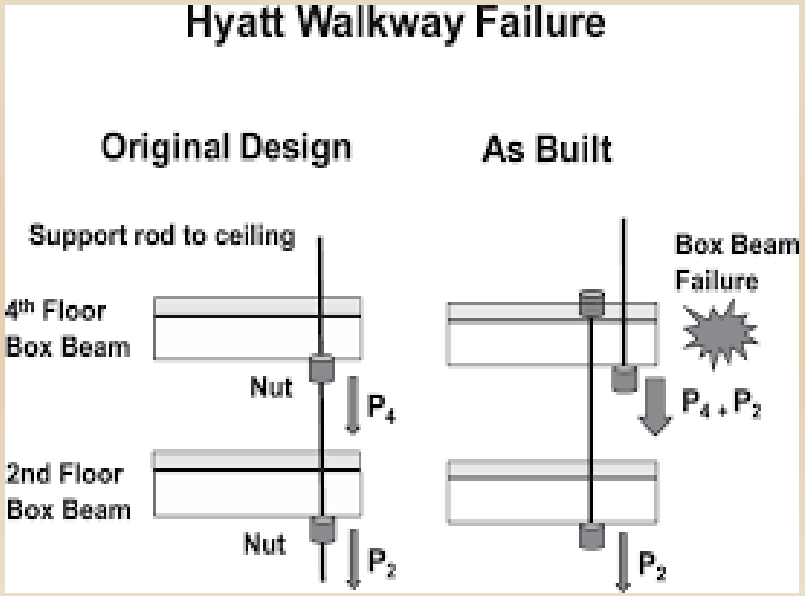
COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Detalle constructivo original y según lo construido. Las tuercas superiores (4to piso) incrementaron su carga de trabajo al doble (P4 + P2).









COLASPO DE LAS PASARELAS DEL HOTEL HYATT REGENCY

Lecciones aprendidas

- **El diseño original era inconveniente y complejo de construir.**
- **Por tal razón, el constructor propuso un cambio en el diseño del detalle constructivo, hecho que llevo al colapso de la estructura.**
- **Dos errores: el primero, el inconveniente diseño original y el segundo, aceptar el cambio propuesto sin un adecuado análisis estructural.**
- **Las inspecciones de ingeniería y construcción también fallaron.**
- **El diseño de detalles constructivos debe ser estructuralmente válido pero además, éstos deben ser fácilmente construibles para minimizar la posibilidad de futuras modificaciones durante la construcción.**
- **Modificaciones de detalles constructivos propuestos por los constructores pueden ser aceptadas pero deben ser correctamente analizadas y verificadas.**
- **Controles e inspecciones tanto en ingeniería como en construcción, realizados por terceras partes, deben ser siempre una cuestión ineludible de la práctica profesional.**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 2

PUENTE DE PLATA (POINT PLEASANT)

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

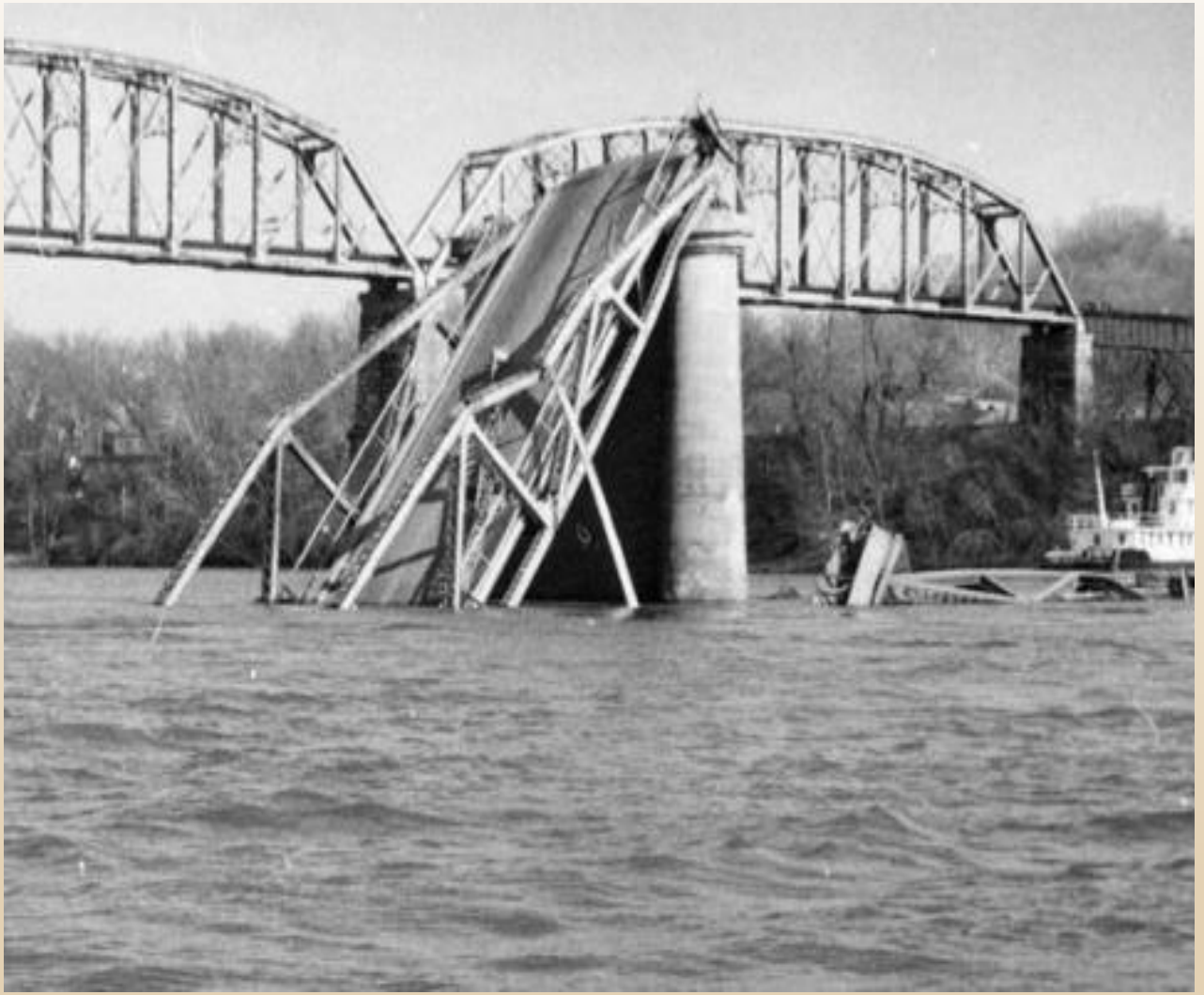
Photograph of St. Mary's bridge similar to the Pt. Pleasant bridge before collapse.

El 15 de diciembre de 1967, el Puente de Plata (Point Pleasant) en Ohio, USA, colapsó en servicio.

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

Causas principales:

- **Inadecuada elección de las propiedades fractomecánicas del acero.**
- **Proceso de corrosión fatiga de una barra de ojo del sistema de suspensión.**
- **Falta de redundancia estructural.**
- **Inadecuadas tareas de inspección y mantenimiento.**



Consecuencias:

- **46 personas muertas.**
- **Drásticos y cruciales cambios y adaptaciones en los códigos y reglamentos de diseño, construcción e inspección de puentes.**

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

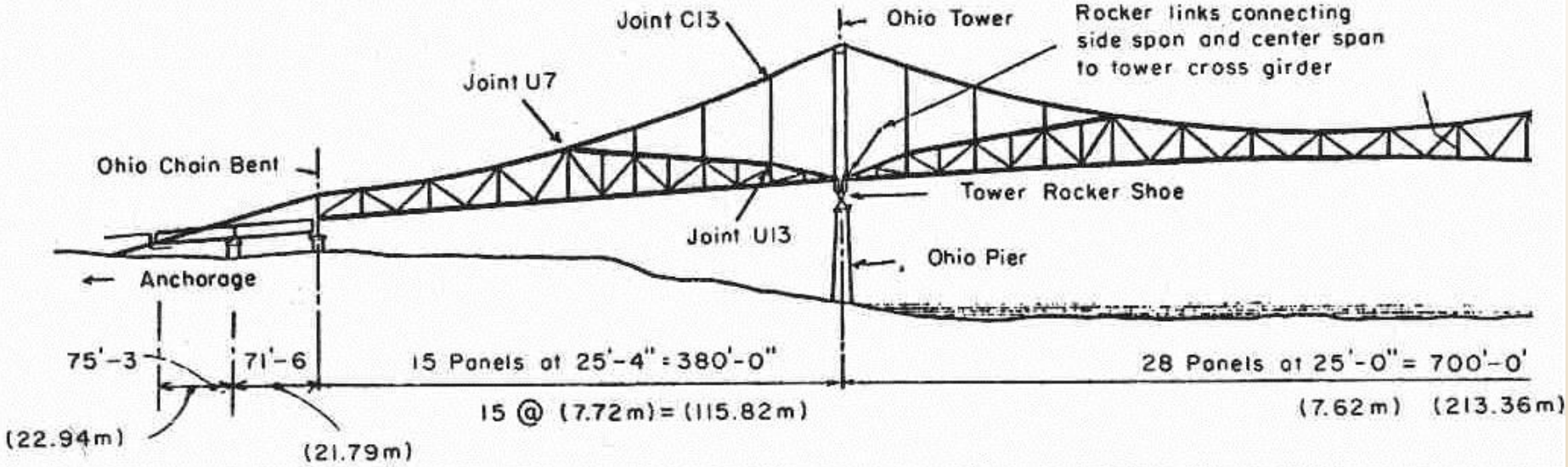


Figure 2.2 Elevation of Point Pleasant Bridge showing location of joints C13, U7, and U13.

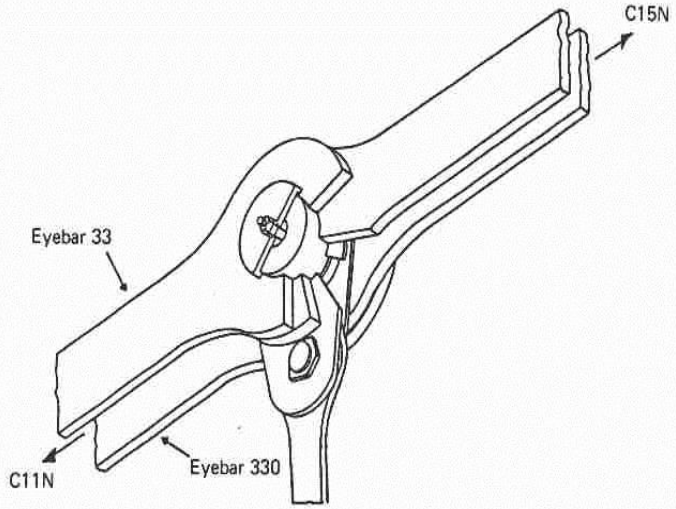


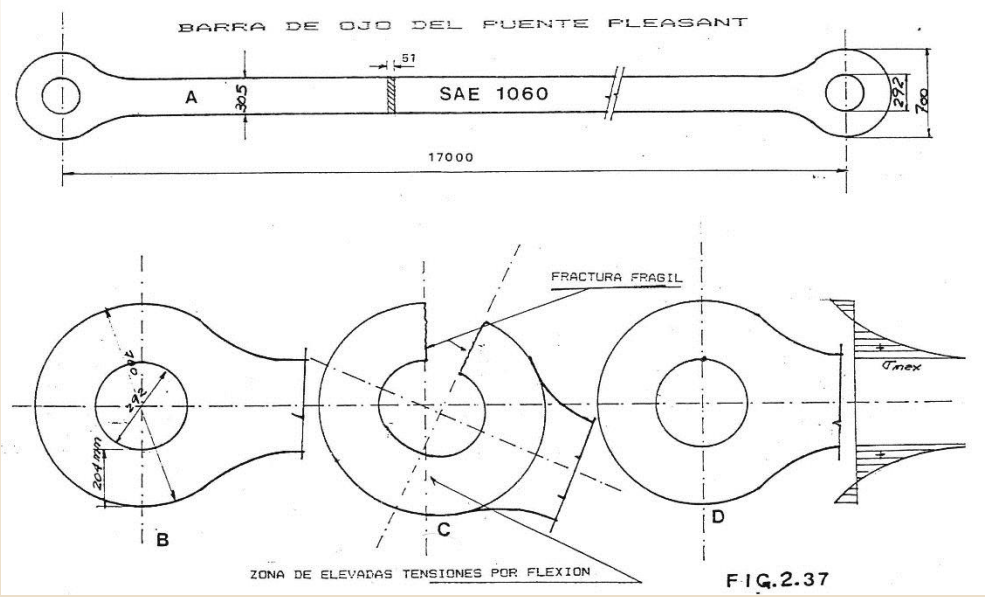
Figure 2.3 Eyebar chain joint at C13 where the chain was connected to truss by hanger and hanger strap plates.

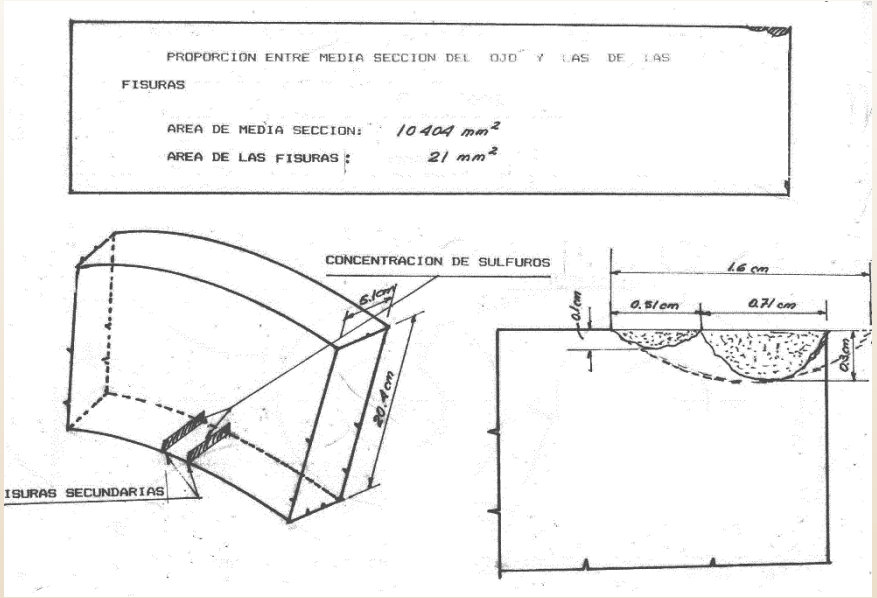
Sistema estructural principal.

Cadenas de suspensión tipo barras de ojo. La cadena formaba parte del cordón superior del reticulado de rigidez longitudinal.

Un proceso combinado de corrosión-fatiga inició y propagó una fisura en el agujero de alojamiento del perno de la barra 330 en la junta C13. La falla de dicha unión produjo el colapso total de la estructura.

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT





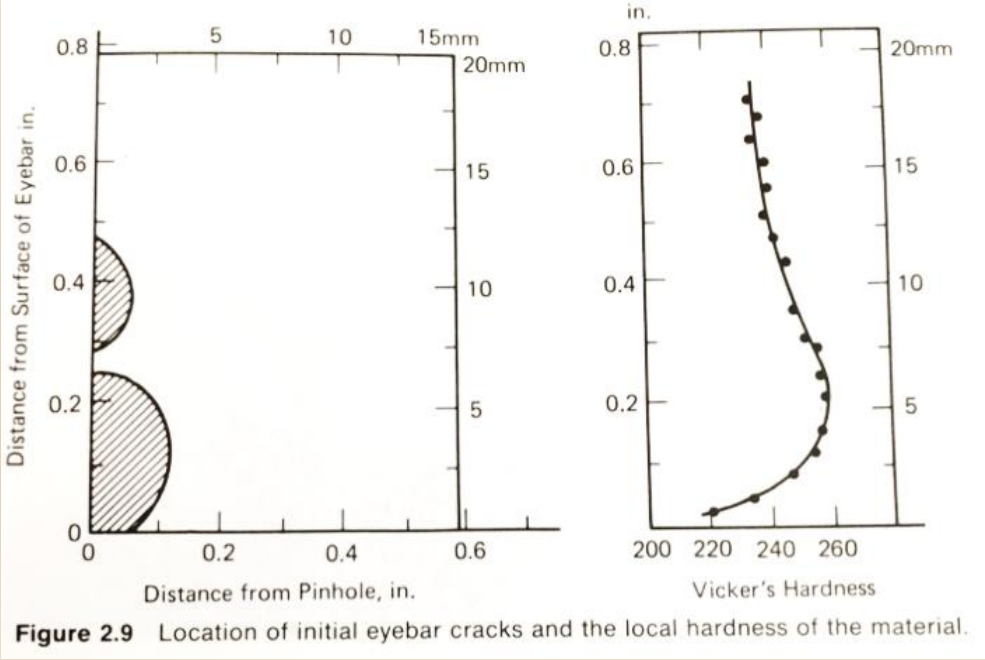


Figure 2.9 Location of initial eyebar cracks and the local hardness of the material.

Acero: SAE 1060 alto contenido de carbono.

Alta Resistencia pero baja tenacidad a fractura.

Inapropiado para uso estructural.

Longitud de fisura crítica:

$$a_c = (1 / \pi) * (K_{Ic} / Y \sigma_c)^2 < 20 \text{ mm}$$

Muy pequeña e indetectable.

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

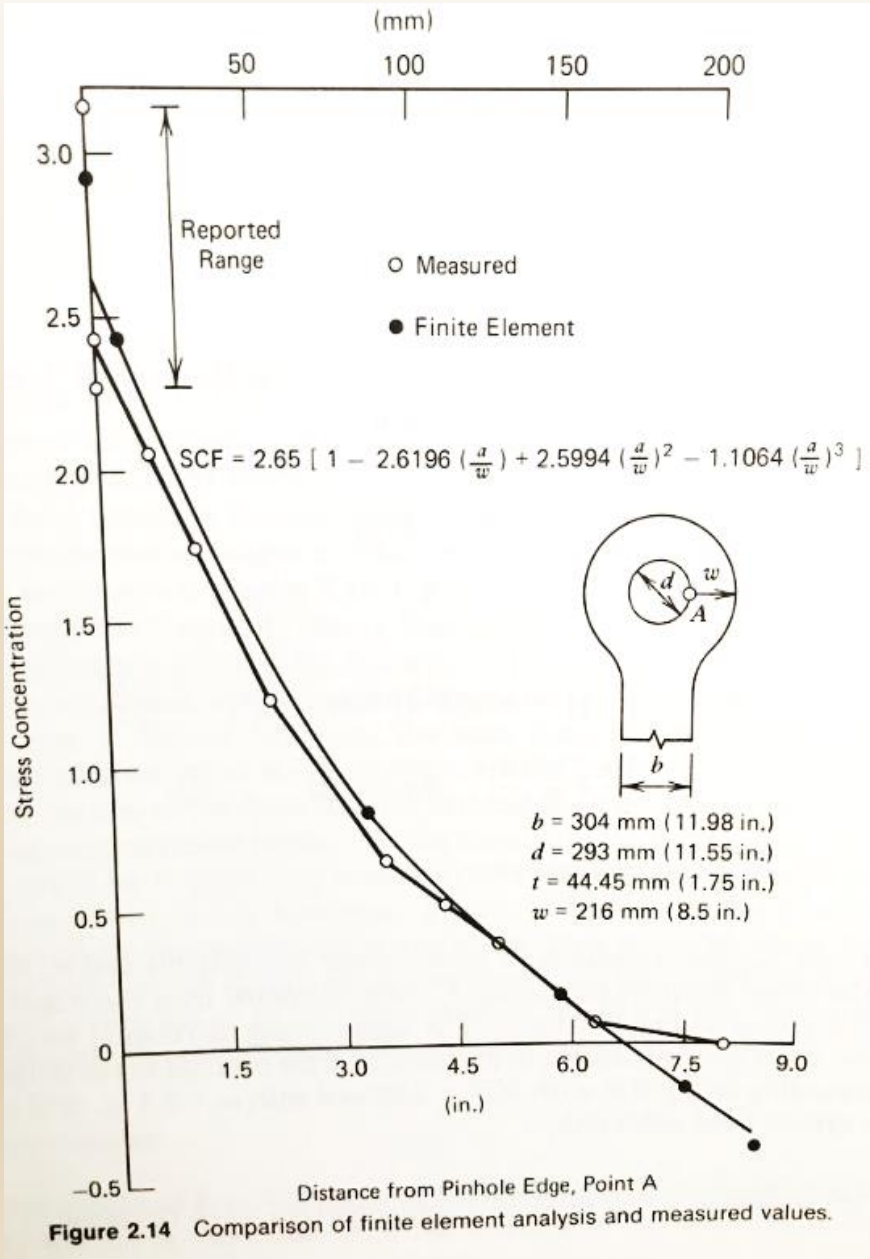


Figure 2.14 Comparison of finite element analysis and measured values.

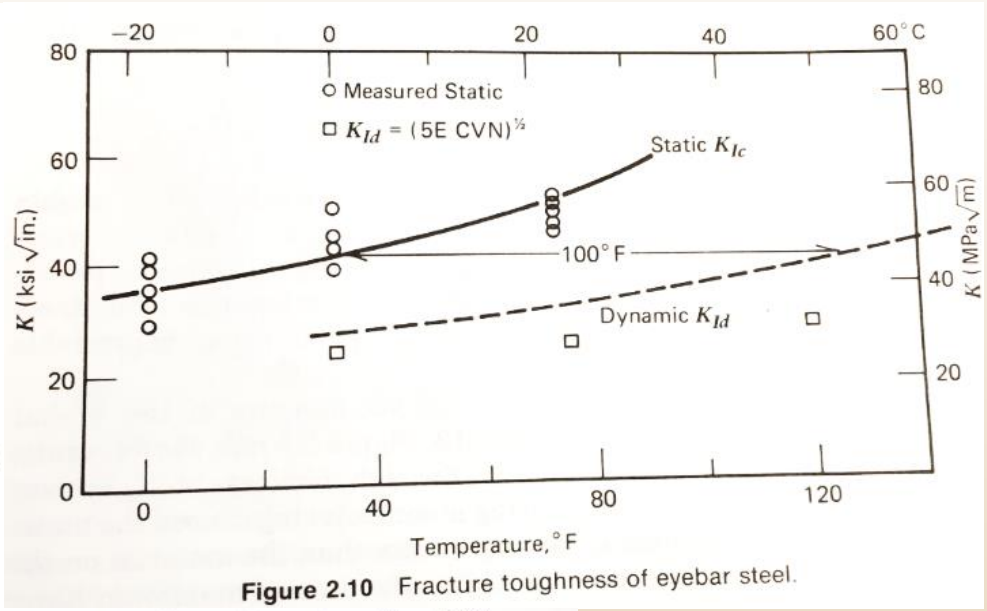


Figure 2.10 Fracture toughness of eyebar steel.

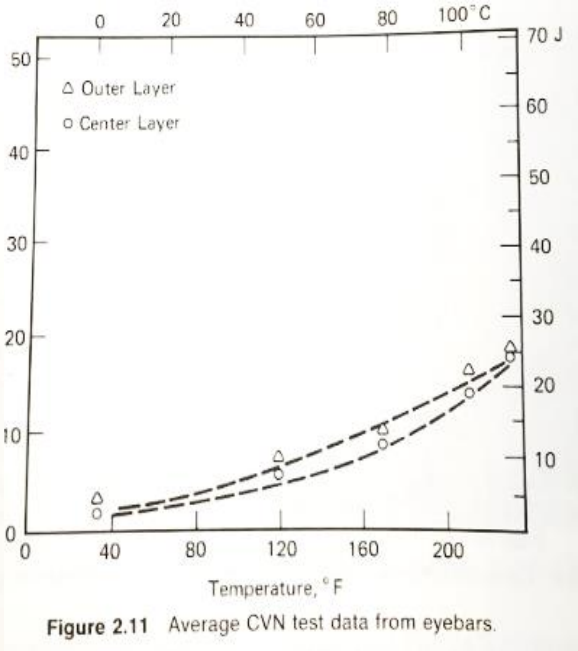


Figure 2.11 Average CVN test data from eyebars.

Charpy test:

CVN (0°C) < 5 J

Tenacidad a fractura:

K_{IC} (0°C) ~ 44 MPa m^0.5

Valores inadmisibles para el uso estructural.

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

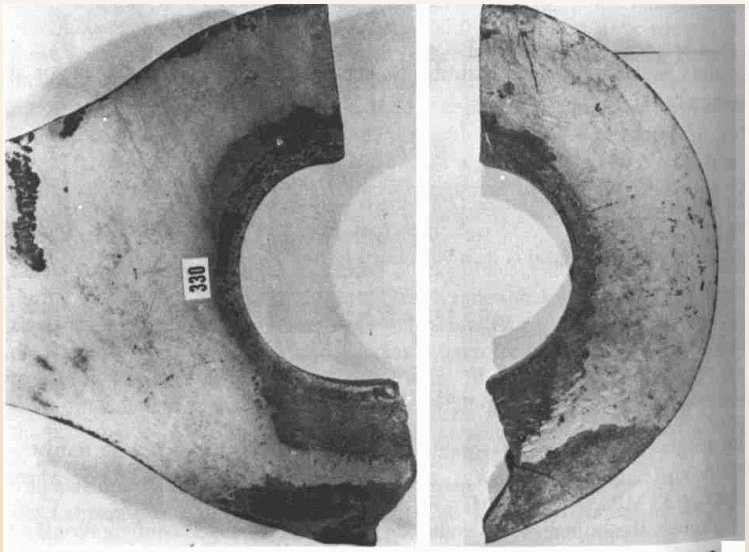
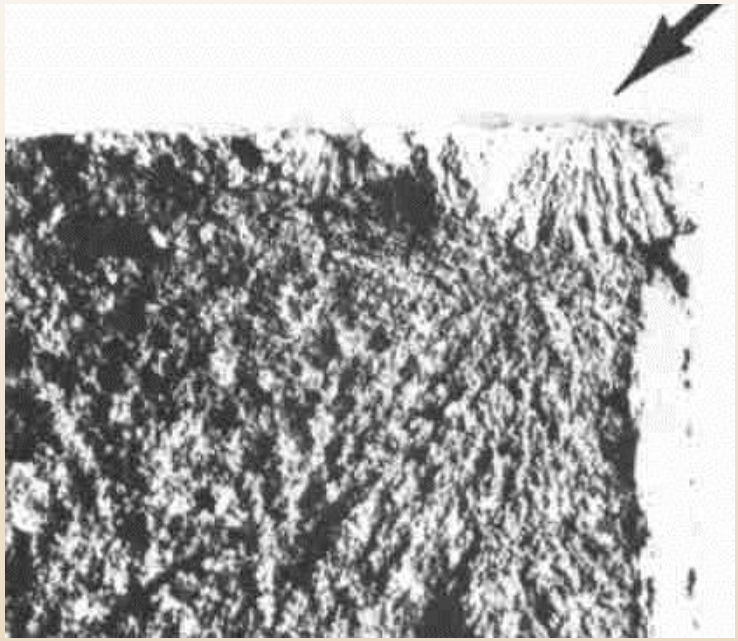
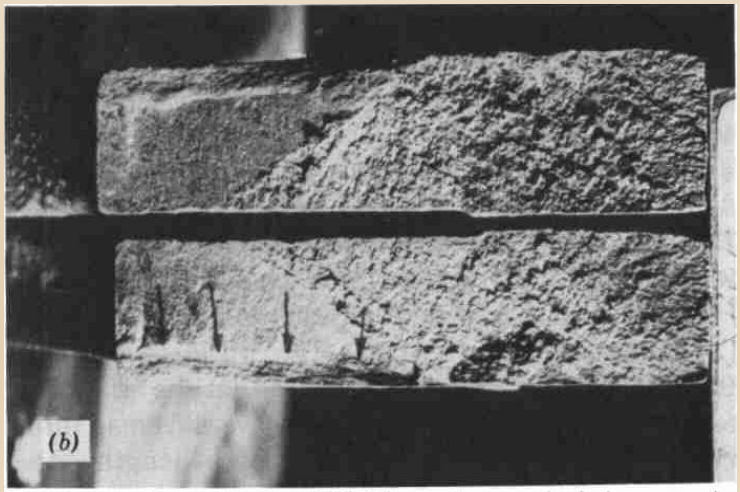


FIGURE 14.8 Fractured eyebar responsible for failure of Point Pleasant Bridge.[19] (Reprinted from *Journal of Testing and Evaluation* with permission from American Society for Testing and Materials.)



Fisura crítica menor a 16 mm!! Este paradigmático colapso modificó para siempre la filosofía y criterios de diseño, construcción, inspección y mantenimiento de puentes de acero.

Cracked eyebar showing forge laps on the eyebar surface (courtesy of Santa Fe Railroad).



Fracture surface showing initial forge lap crack, fatigue crack, and final fracture surface.

COLAPSO DEL PUENTE POINT PLEASANT

Lecciones aprendidas

- Las razones principales del colapso de la estructura fueron:
  - Elección inadecuada de las propiedades del material de la barras de ojo. Baja tenacidad a fractura.
  - 39 años de servicio previo al colapso originó un proceso combinado de fatiga y corrosión que inició y propagó fisuras.
  - Baja temperatura existente al momento del colapso.
  - El diseño de los nudos entre barras de ojo era de difícil inspección.
  - Falta de redundancia estructural.
  - Tareas de inspección y mantenimiento inadecuadas y/o deficientes.
- La tenacidad a fractura de un acero es una propiedad tan o mas importante que la resistencia, en estructuras sometidas a cargas cíclicas.
- La redundancia estructural es un factor esencial en el diseño de estructuras.
- ❑ Los códigos y reglamentos actuales (posteriores a la década del 70) especifican claramente las propiedades del acero estructural que debe utilizarse en la construcción de puentes.
- ❑ Los elementos de fractura crítica deben estar claramente identificados en la documentación constructiva para facilitar los futuros trabajos de inspección y mantenimiento.
- ❑ Las tareas de inspección y mantenimiento son fundamentales para asegurar la confiabilidad de una estructura durante su vida útil de servicio.

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 3

PUENTE MIANUS

COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

El 28 de Junio de 1982, parte del Puente Mianus en Connecticut, USA, colapsó en servicio.

COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

Causas principales:

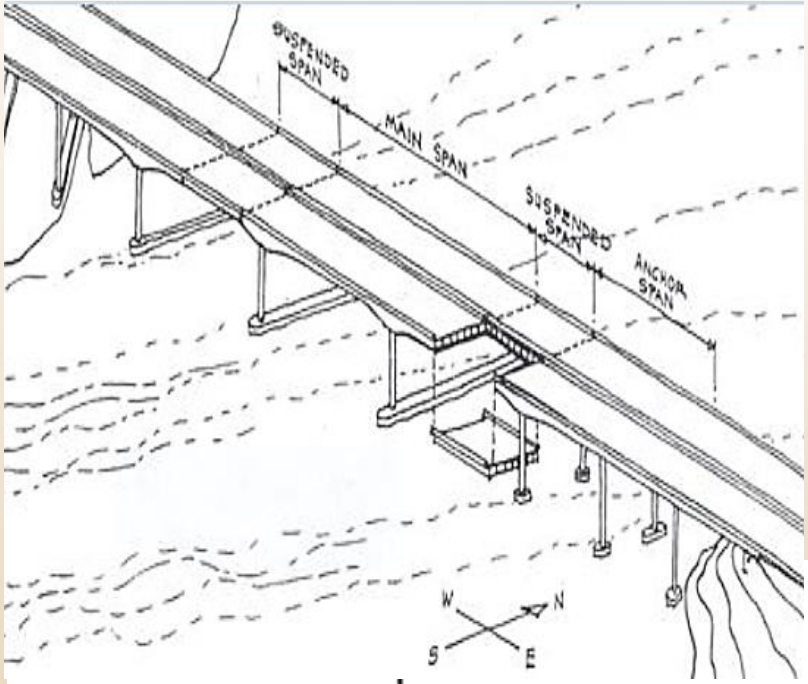
- **Falla de un elemento de fractura critica, unión perno-biela.**
- **Corrosión por acumulación de agua debido a un drenaje inadecuado.**
- **Inadecuado trabajo de mantenimiento del sistema de drenaje.**
- **Falta de redundancia estructural.**

Figure 3.53 Failed span. (With permission from National Highway Institute.)

Consecuencias:

- **3 personas muertas.**
- **3 personas heridas.**

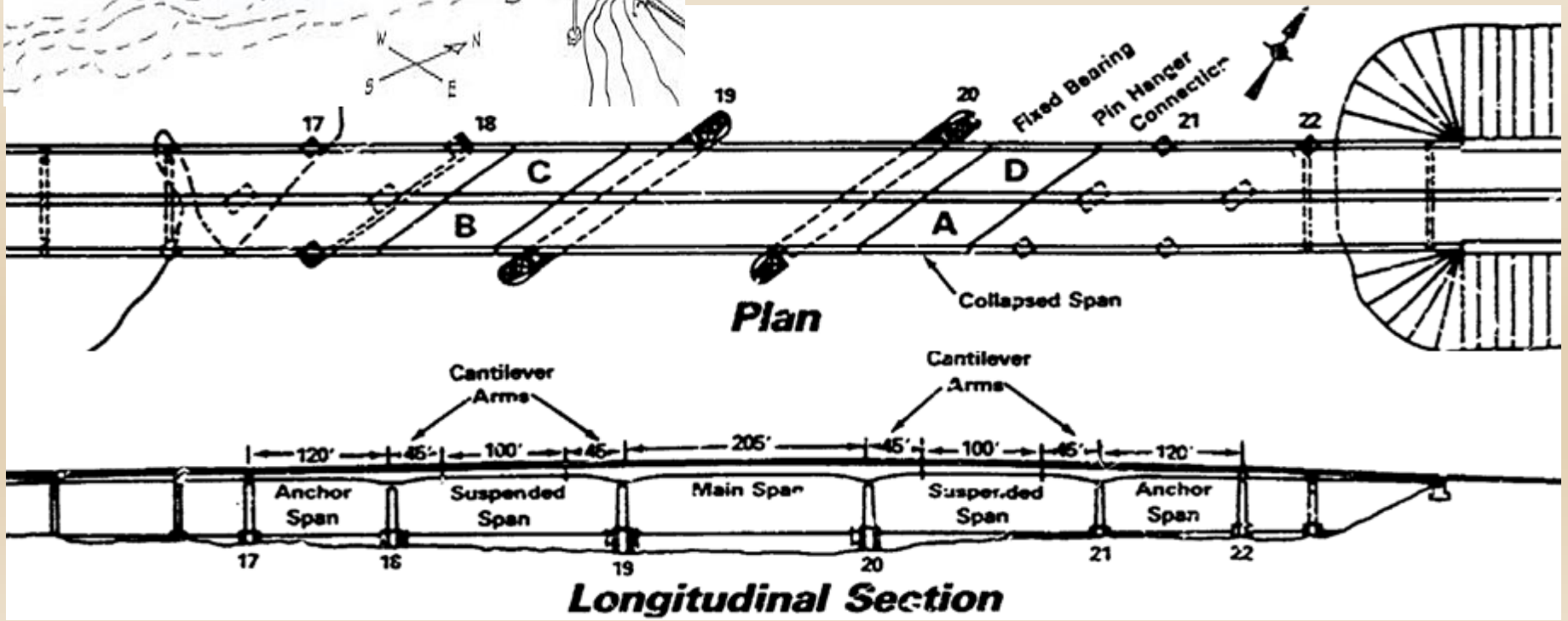
COLAPSO DEL PUENTE MIANUS



Sistema estructural principal.

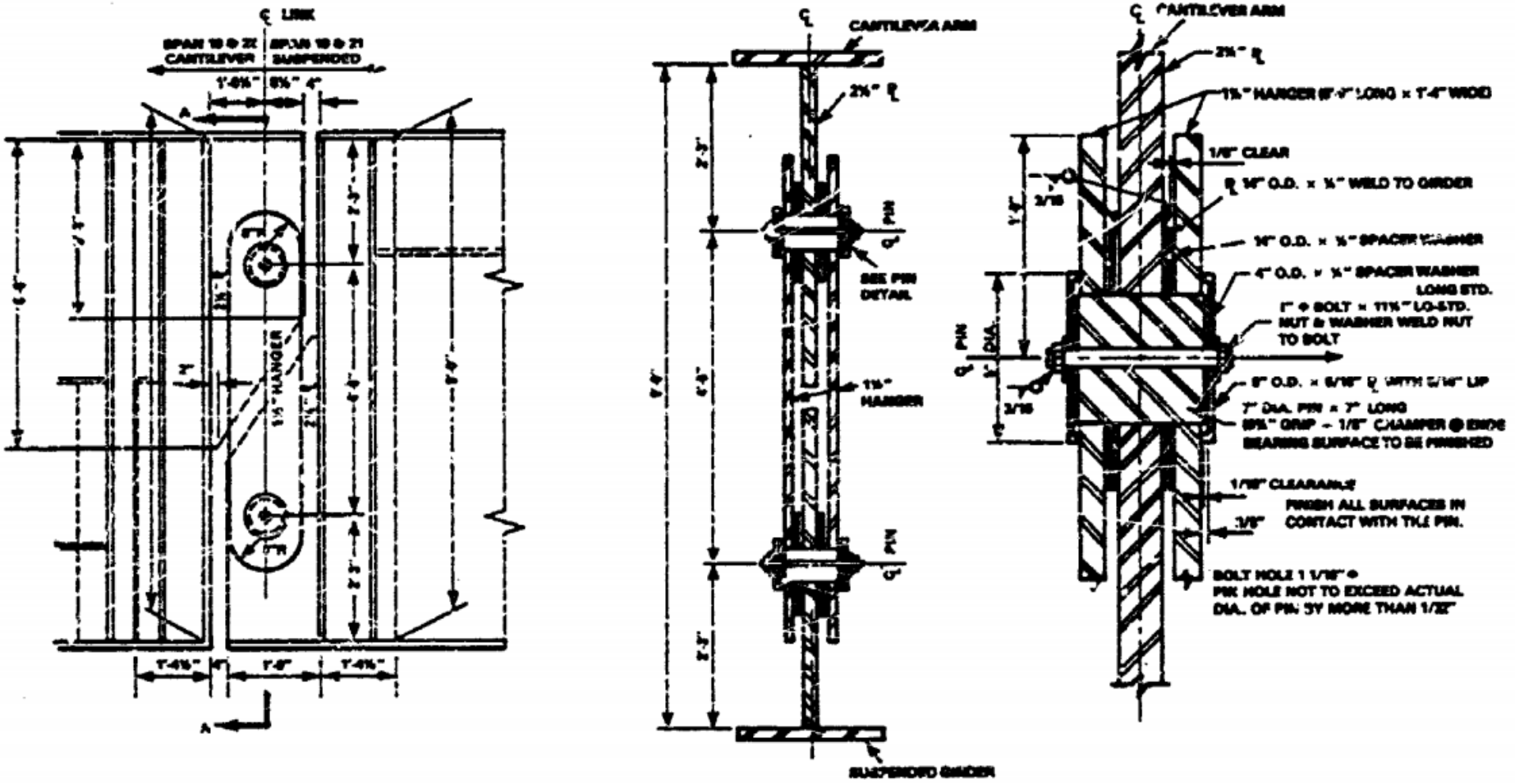
Segmentos de anclaje, brazos en voladizo y segmentos suspendidos

Luz de los tramos suspendidos: 33m.



COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

Detalle de unión biela (colgante)/perno.



END DETAIL AT LINK
SCALE: 3/8" = 1'-0"

SECTION A-A
SCALE: ½" = 1'-0"

PIN DETAIL
SCALE: 1½" = 1'-0"

Figure 5.—Detail of pin and hanger assembly.

COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

Detalle del sistema de drenaje.

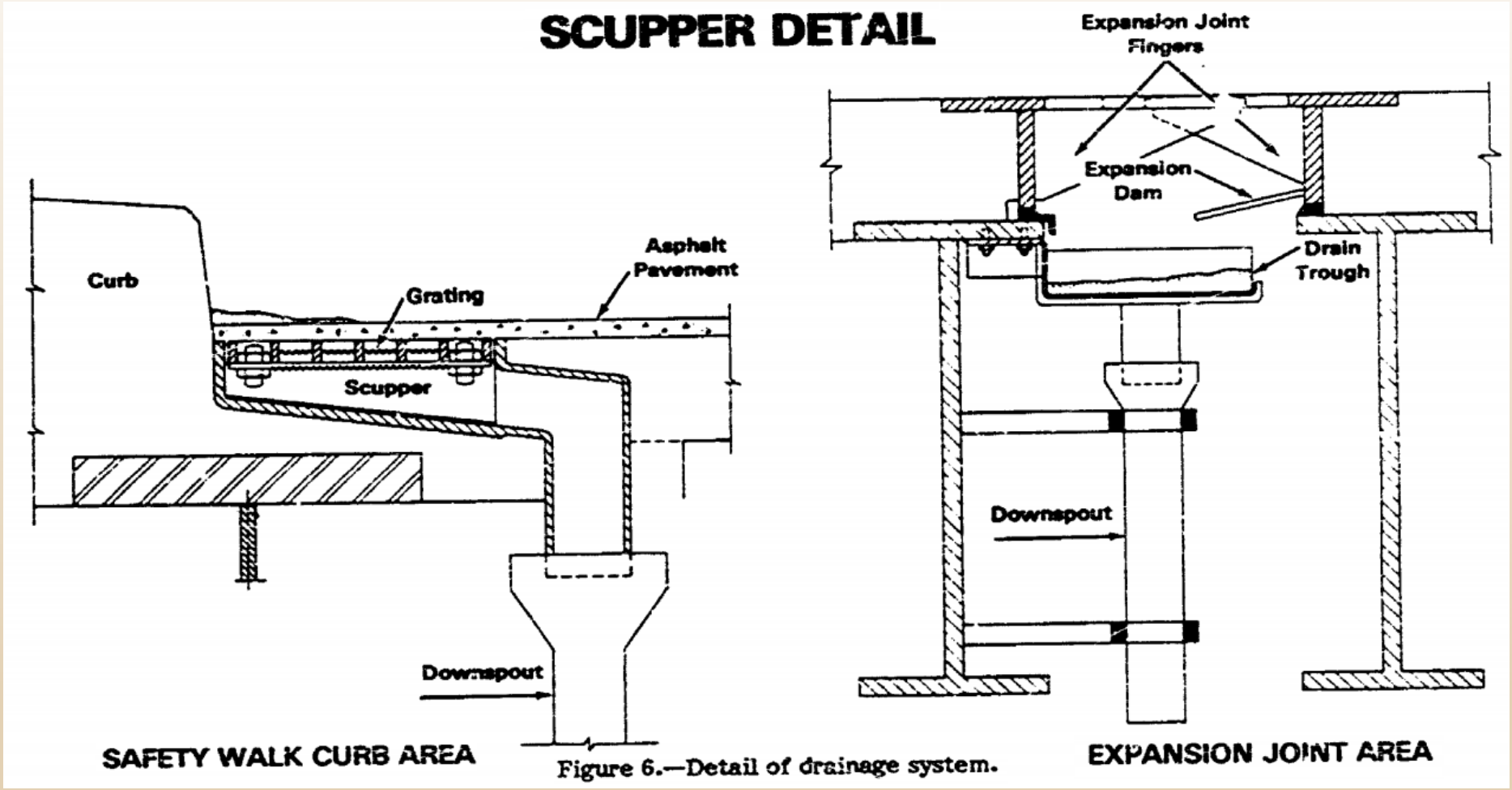
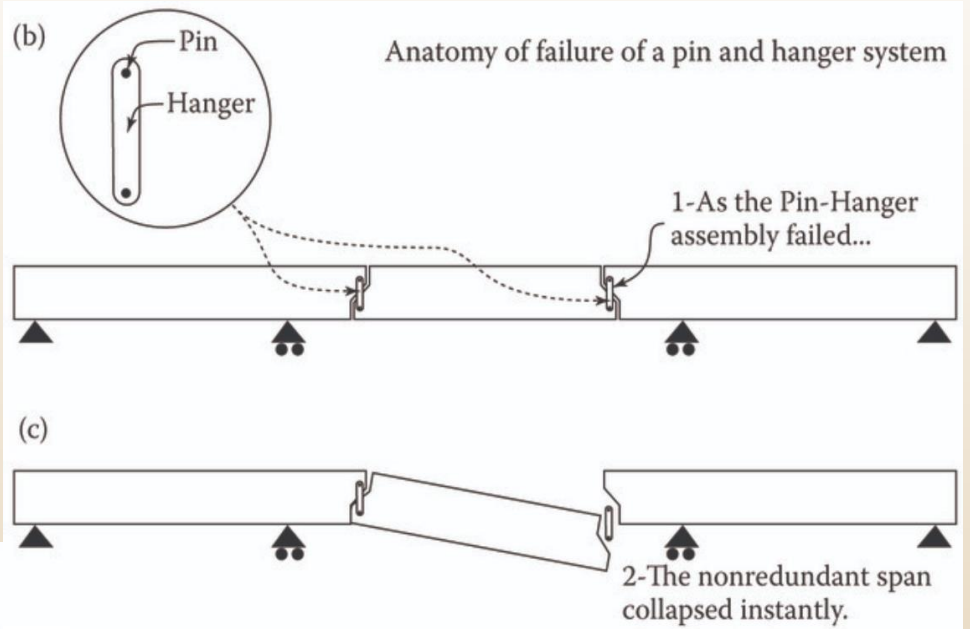


Figure 6.—Detail of drainage system.

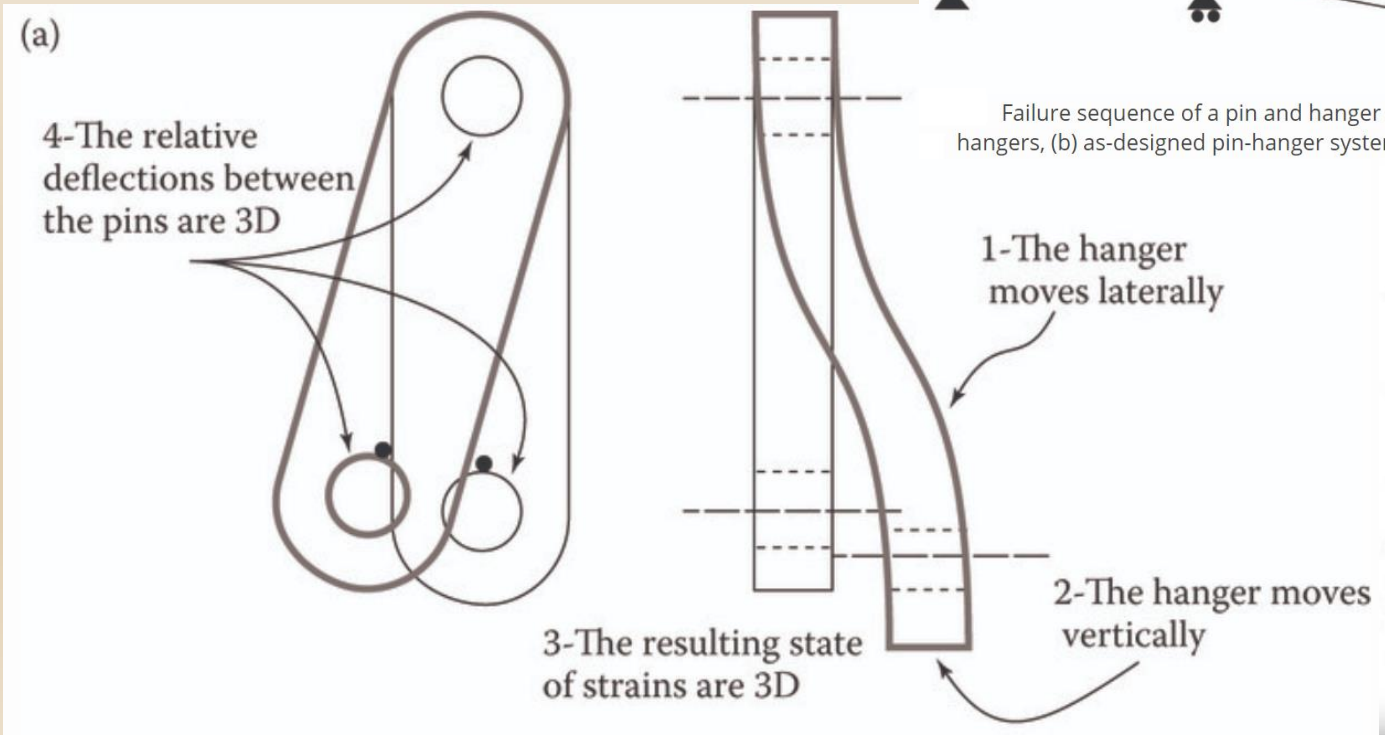
Inadecuados trabajos de mantenimiento y repavimentación generaron la falla del sistema de drenaje. Este factor, indujo al agua a drenar sobre la unión biela/perno que llevó a la corrosión y falla de la junta.

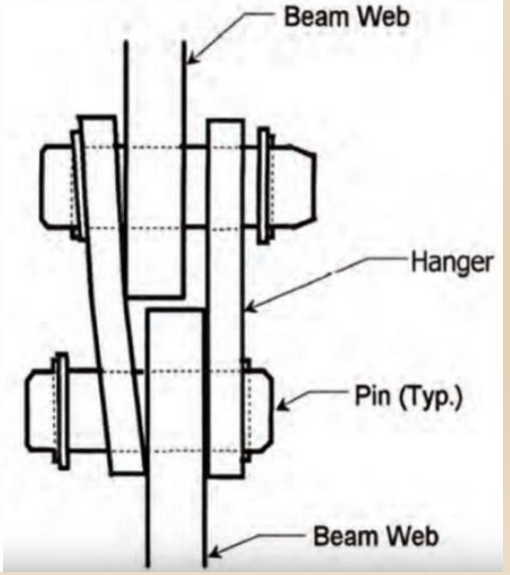
COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

La parte inferior de la biela de suspensión interna se desplazó lateralmente por acción de la corrosión, generando la sobrecarga de la biela de suspensión externa.

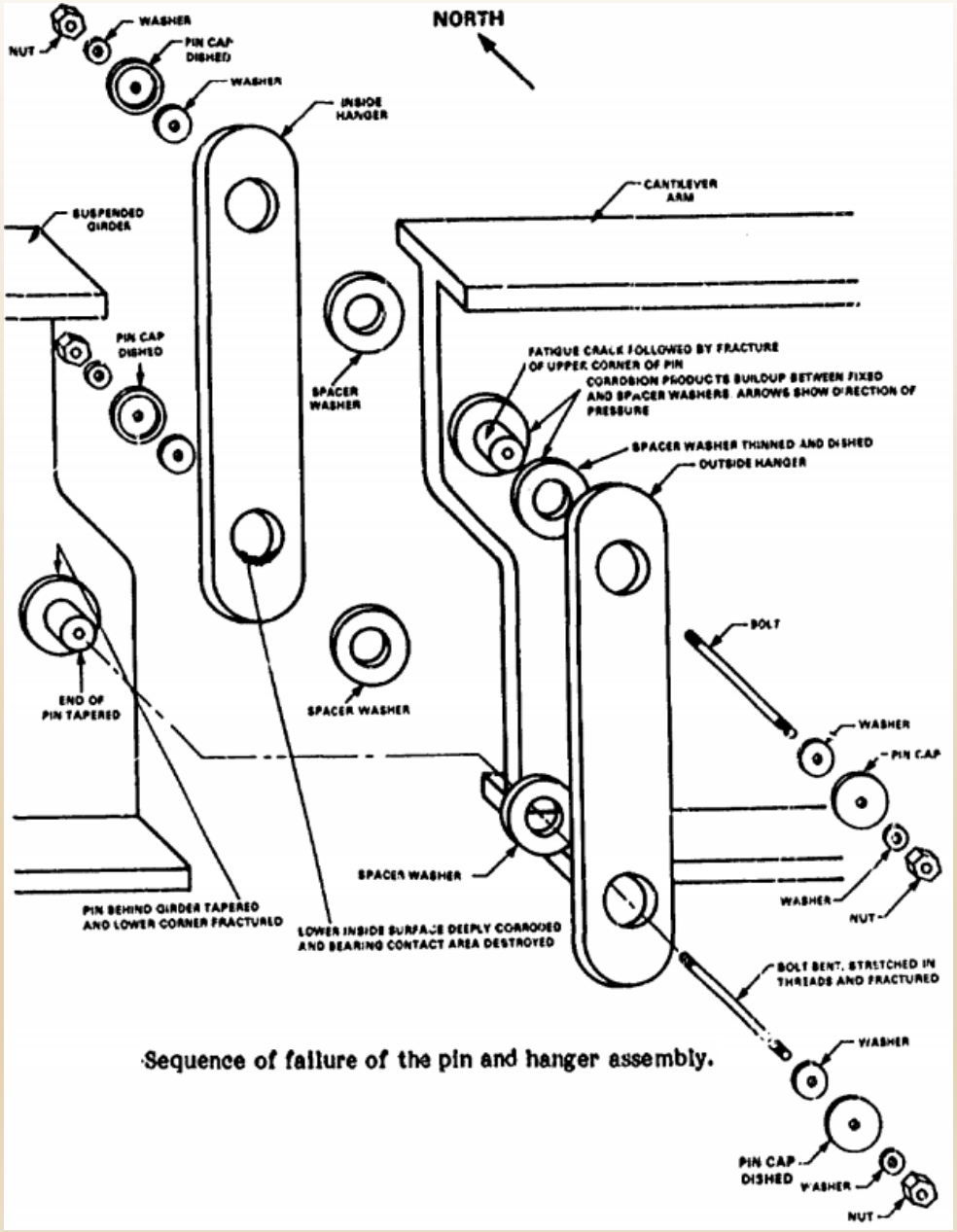


Failure sequence of a pin and hanger system (a) lateral and longitudinal expansion of hangers, (b) as-designed pin-hanger system, and (c) failure of bridge due to lack of system

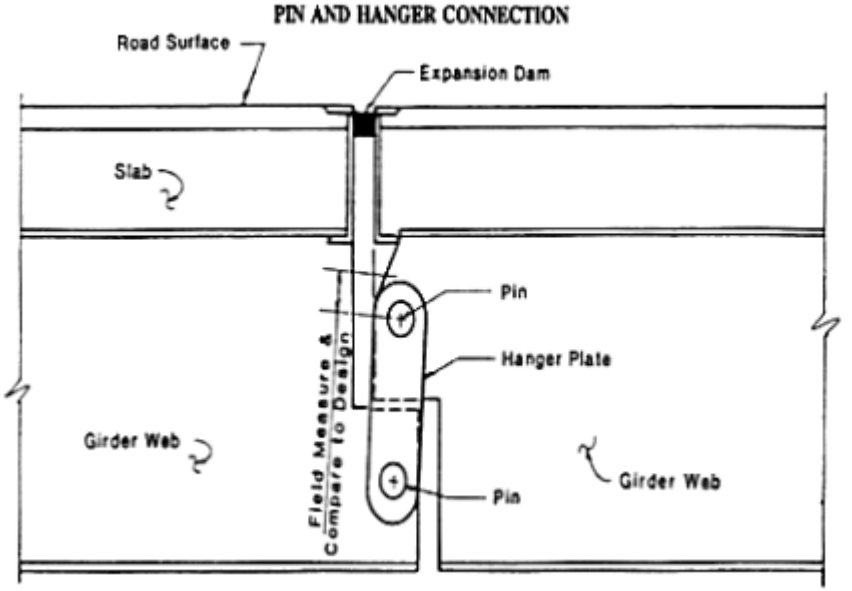




COLAPSO DEL PUENTE MIANUS



Sequence of failure of the pin and hanger assembly.



COLAPSO DEL PUENTE MIANUS

Lecciones aprendidas

- **Las causas principales del colapso fueron la deficiente inspección y mantenimiento del puente durante su vida útil que llevaron a la parte inferior de una biela de suspensión interior a desplazarse lateramente debido a la acción de la herrumbre por corrosión que incrementó el estado tensional de la biela de suspensión exterior.**
- **Excentricidad debido al desplazamiento lateral de la biela de suspensión.**
- **La fuerza de corte en el perno fue incrementada y causó una fisura por fatiga en la biela de suspensión.**
- **Falta de redundancia estructural.**
  - **Uniones de fractura crítica tipo perno/biela deben evitarse.**
  - **Es esencial el correcto mantenimiento de sistemas de drenaje. Existe y existió una gran cantidad de casos de daños graves por corrosión por el incorrecto mantenimiento del sistema de drenaje.**
  - **Tareas de inspección y mantenimiento, fundamentalmente (no excluy.) en elementos de fractura crítica son fundamentales e ineludibles.**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

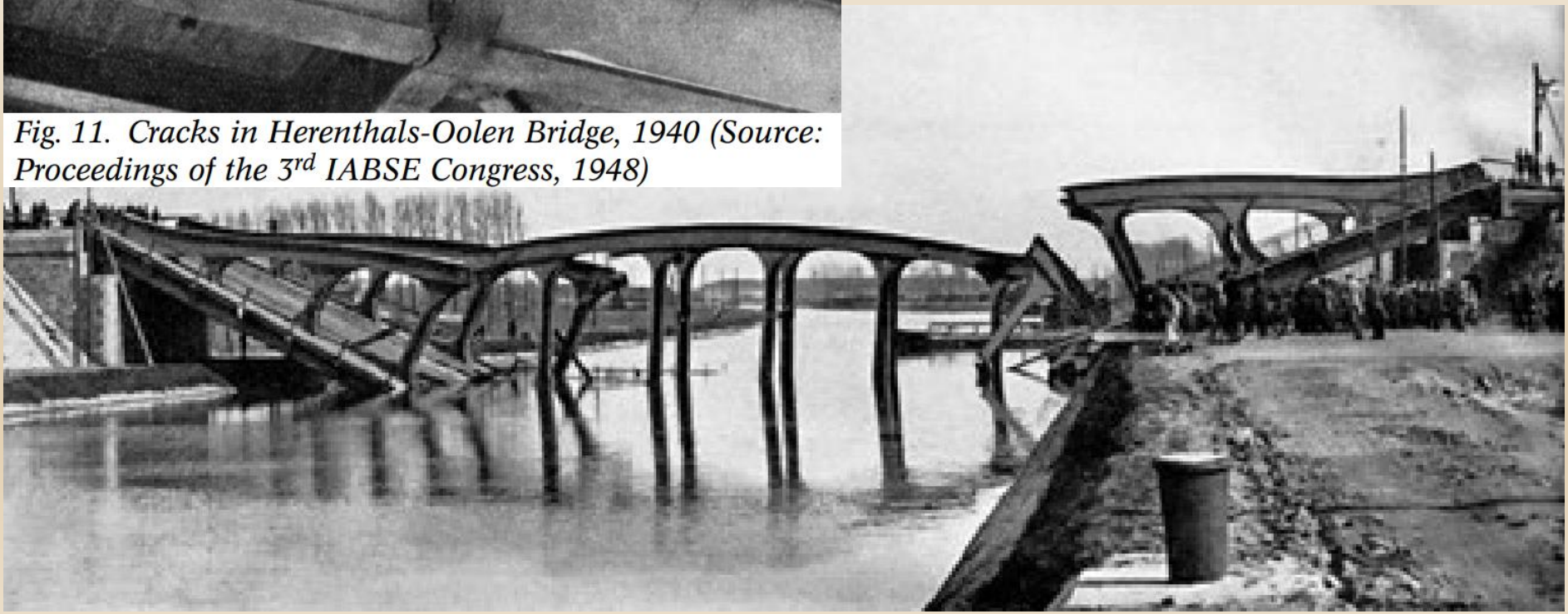
CASO N° 4

PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

Fig. 11. Cracks in Herenthals-Oolen Bridge, 1940 (Source: Proceedings of the 3rd IABSE Congress, 1948)

El 14 de marzo de 1938, el puente Hasselt sobre el canal Albert en Bélgica, colapsó. Otros puentes similares, sobre el mismo canal, presentaron importantes fisuras.



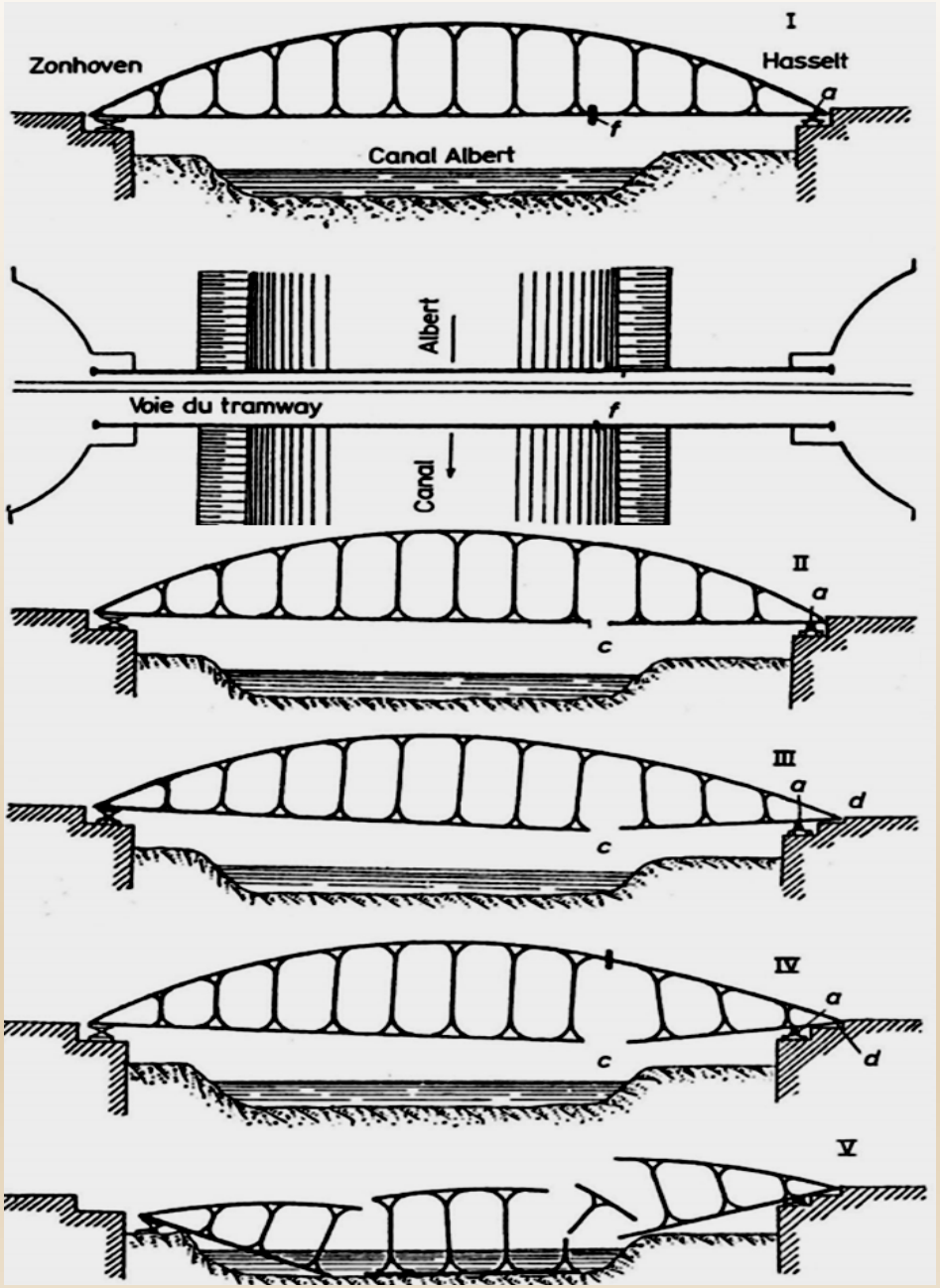
COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

Causas principales:

- **Fracturas frágiles por fisuración en uniones soldadas debido bajas temperaturas.**
- **Inadecuada secuencia de soldadura.**
- **Restricción a la libre contracción de soldaduras.**
- **Triaxialidad.**
- **Tensiones residuales.**
- **Falta de redundancia estructural.**

Consecuencias:

- **Colapso total de la estructura.**
- **No hubo muertos ni heridos.**



COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

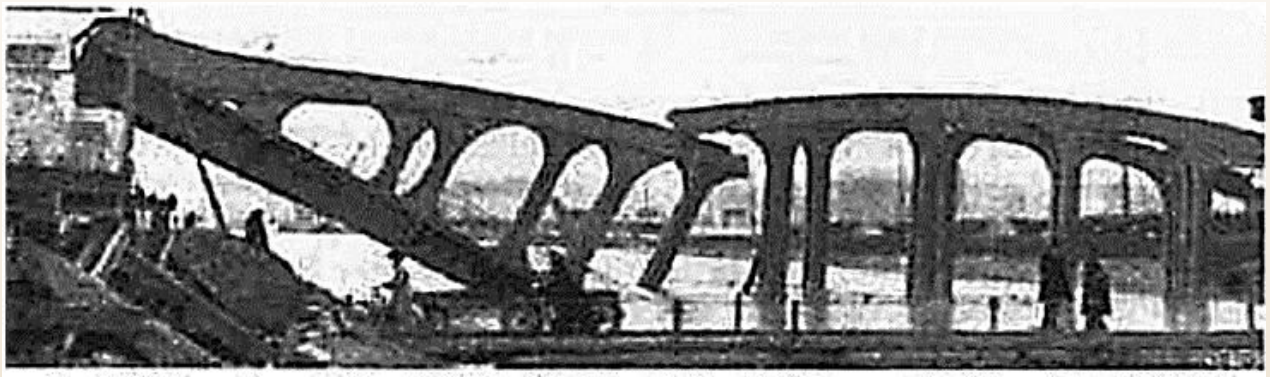


Fig. 5.1 The collapse in March 1938 of the Hasselt Road Bridge over the Albert Canal in Belgium. (Stålbygge. Utdrag ur Stålbyggnad, programskrift 11)

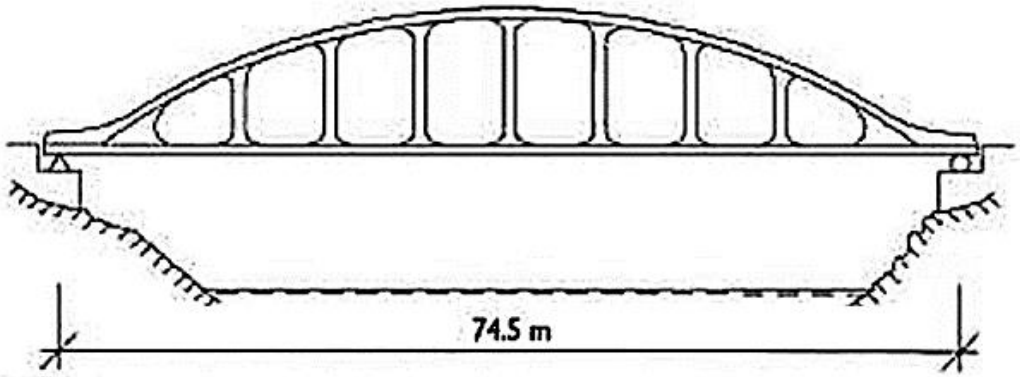


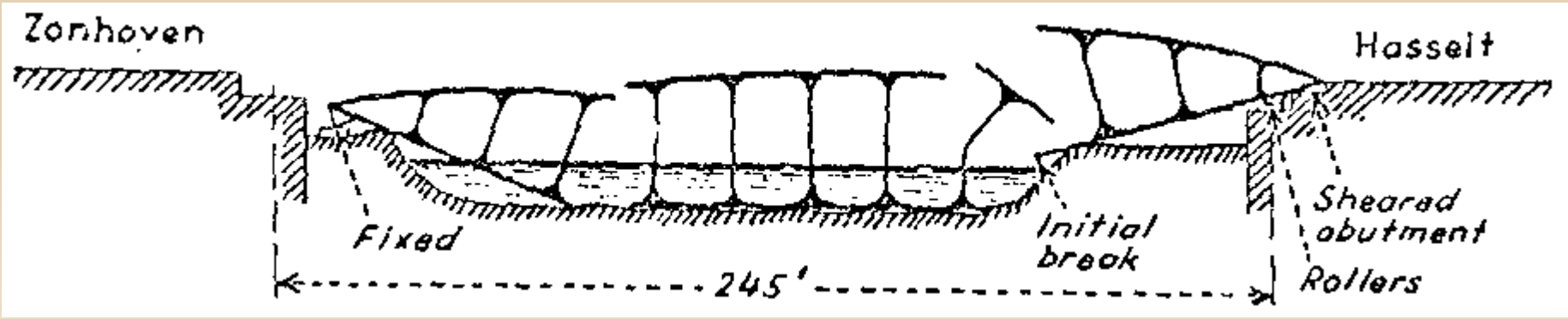
Fig. 5.2 The Vierendeel bridge over the Albert Canal near the city of Hasselt, close to the border of Germany, some 70 kilometres east of Brussels, the capital city of Belgium.

Sistema estructural principal.

Puente tipo Vierendeel.

Luz del puente: 74.5 m.

Secuencia del colapso.



COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

Primer puente totalmente soldado en Bélgica.

Fig. 7. Herentals-Lier Bridge, the first fully welded bridge in Belgium (Source: L'Ossature Métallique, 1934)

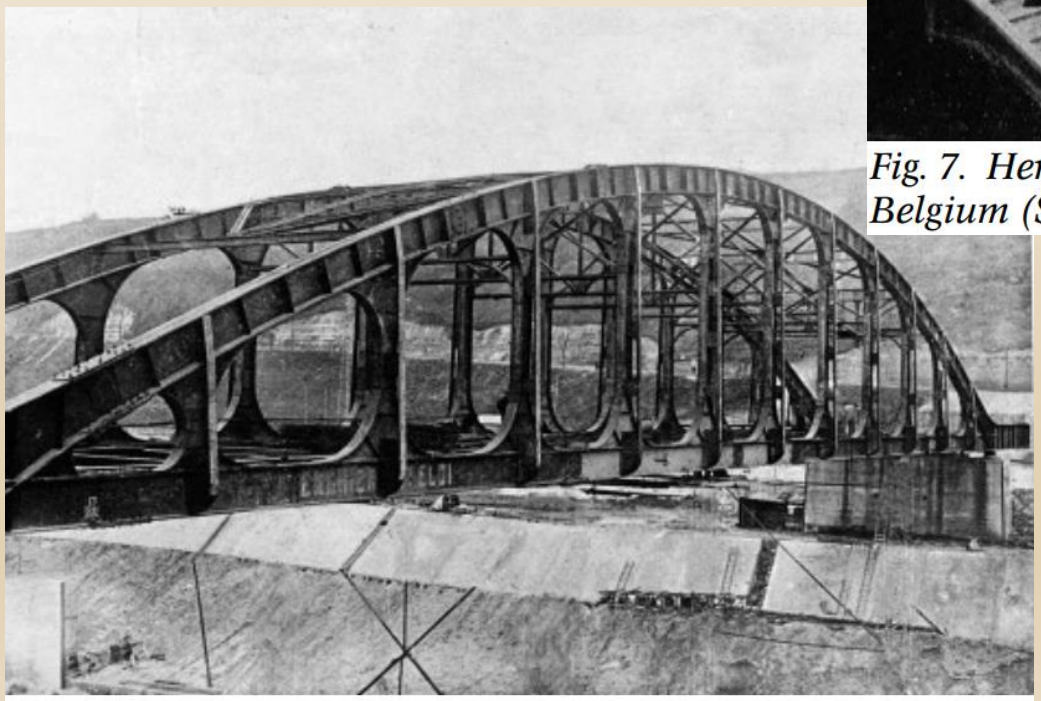


Fig. 5. Lanaye Bridge, 1932, the first welded bridge in Belgium (Source: L'Ossature Métallique, 1933)

Primer puente soldado en Bélgica.

COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

Fisuración detectada en distintos puentes similares en el canal Albert.

Fig. 9. Crack propagation after 6 million cycles of fatigue testing, 1935 (Source: Collections of BATir Department, Université Libre de Bruxelles)

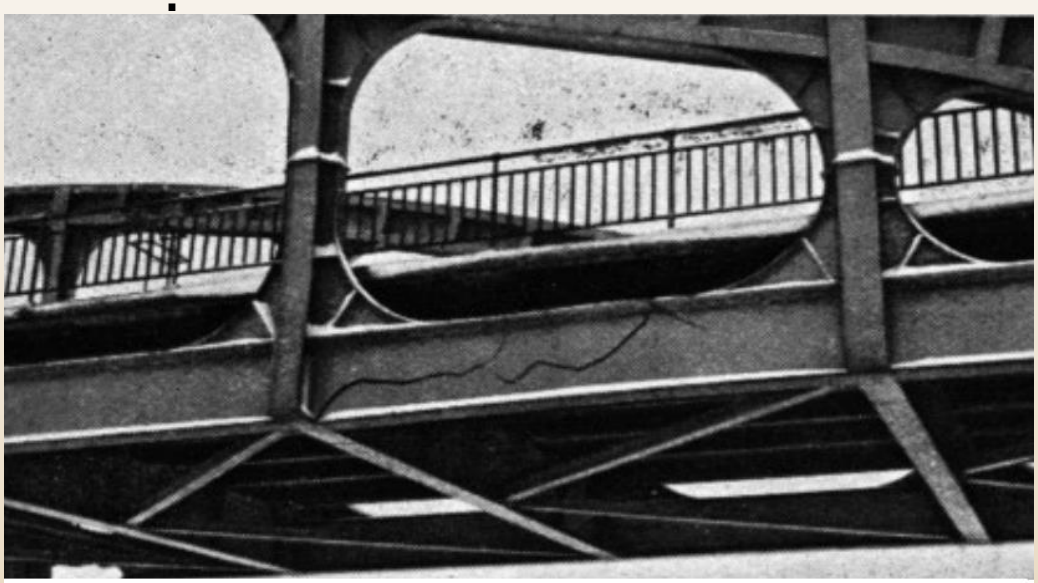


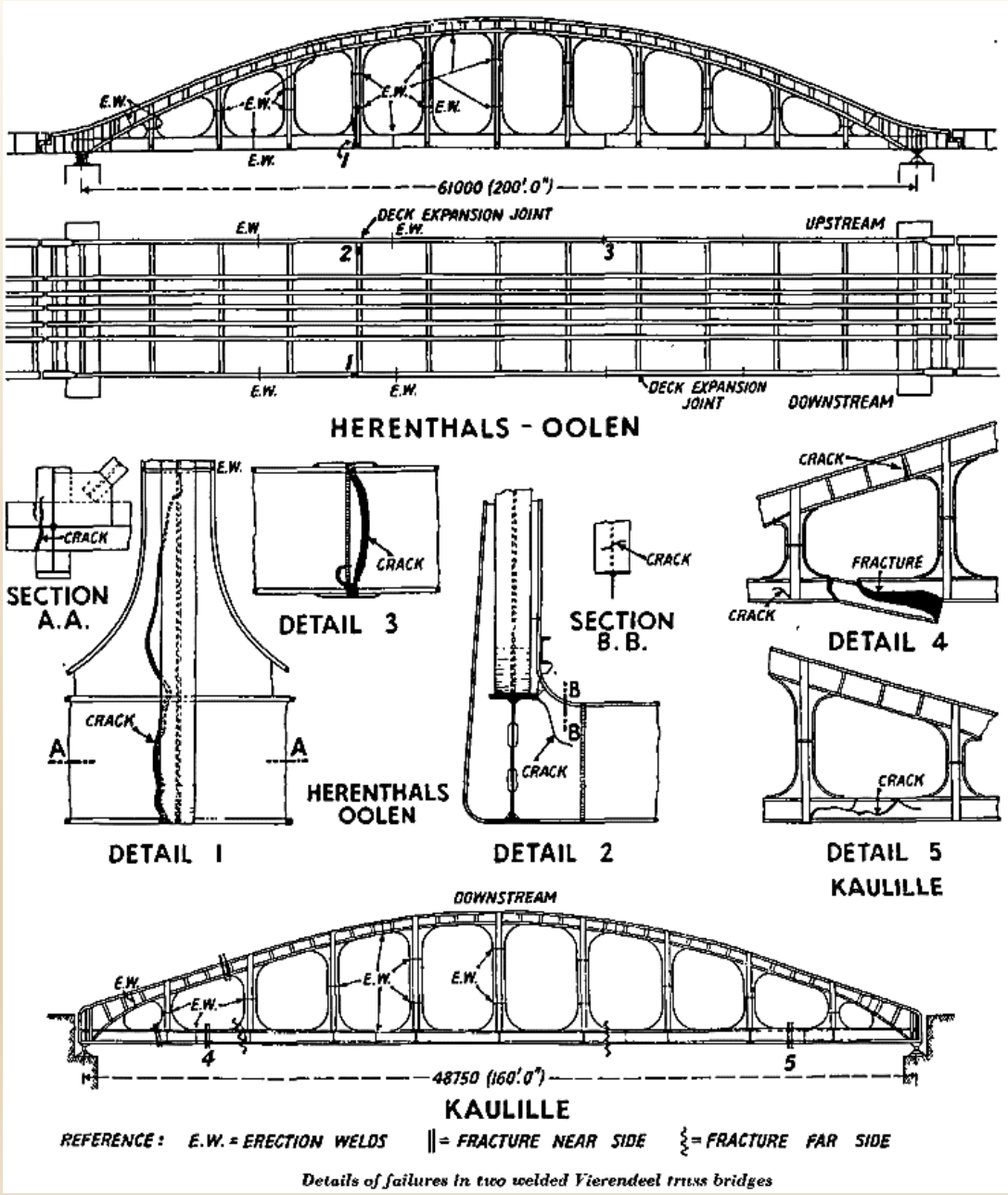
Fig. 12. Cracks in Kaulille Bridge, 1940 (Source: L'Ossature Métallique, 1940)

Fig. 10. Fragments of the bottom chord of Hasselt Bridge, 1939 (Source: L'Ossature Métallique, 1939)

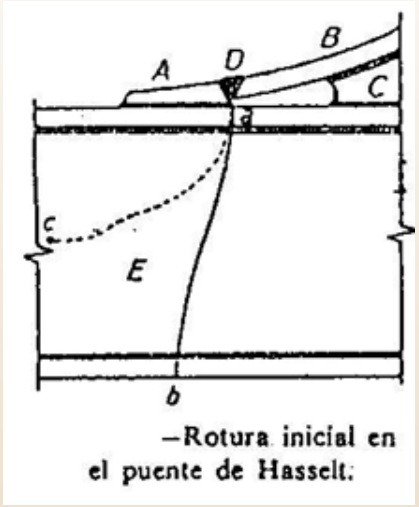
Fig. 11. Cracks in Herenthals-Oolen Bridge, 1940 (Source: Proceedings of the 3rd IABSE Congress, 1948)

Fig. 13. Cracks in Hermalle Bridge, 1940 (Source: Proceedings of the 3rd IABSE Congress, 1948)

COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

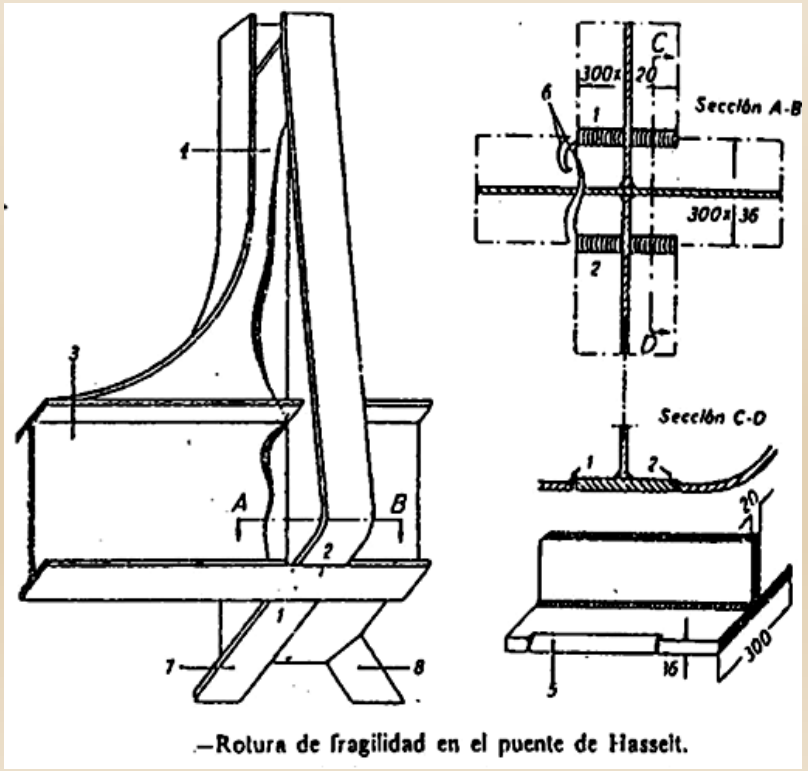


Details of failures in two welded Vierendeel truss bridges



—Rotura inicial en el puente de Hasselt.

Varias importantes fisuras detectadas en uniones, en distintos puentes.



—Rotura de fragilidad en el puente de Hasselt.

COLAPSOS Y FALLAS DE PUENTES SOBRE EL CANAL ALBERT

Lecciones aprendidas

- El colapso del puente de Hasselt ocurrió con una temperatura de -20° C. Esta fue una circunstancia crucial. La causa principal del colapso fueron las fracturas frágiles de uniones soldadas previamente fisuradas a muy baja temperatura. Otros puentes, sobre el mismo canal, presentaron problemas de fisuración similares.
- En general, la tenacidad a fractura de los aceros decrece abruptamente a cierta temperatura conocida como Temperatura de Transición de Ductilidad Nula (NDTT). El puente de Hasselt colapsó a una temperatura para la cual el acero presentaba un comportamiento frágil.
- Espesores importantes de chapa y restricción a la libre contracción de las uniones soldadas debido a inapropiadas secuencias de soldadura, generan estados inconv. de triaxialidad.
- Tensiones residuales producen sobretensiones locales (plastificaciones) que pueden generar iniciación de fisuración, en uniones. Adicionalmente pueden generar desalineaciones y distorsiones en los elementos estructurales.
- En general, los puentes Vierendeel presentan estados tensionales complejos en sus uniones. Son puentes aporticados. Las tensiones residuales incrementan significativamente este problema, fundamentalmente en estructuras con cargas cíclicas. Estructuras reticuladas, en principio, son mas convenientes y adecuadas.
- El diseño estructural debe tender a atenuar la concentración de tensiones, seleccionando bajos o moderados espesores de chapa. Adicionalmente debe asegurarse la correcta elección de la tenacidad a fractura del acero a la mínima temperatura de servicio.
- Correctos procedimientos y secuencias de soldadura deben ser claramente especificados con el fin de minimizar la restricción a la libre contracción de uniones soldadas y las tensiones residuales, fundamentalmente, en estructuras sometidas a cargas cíclicas, las cuales son propensas a iniciar y propagar fisuras durante su vida de servicio.

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

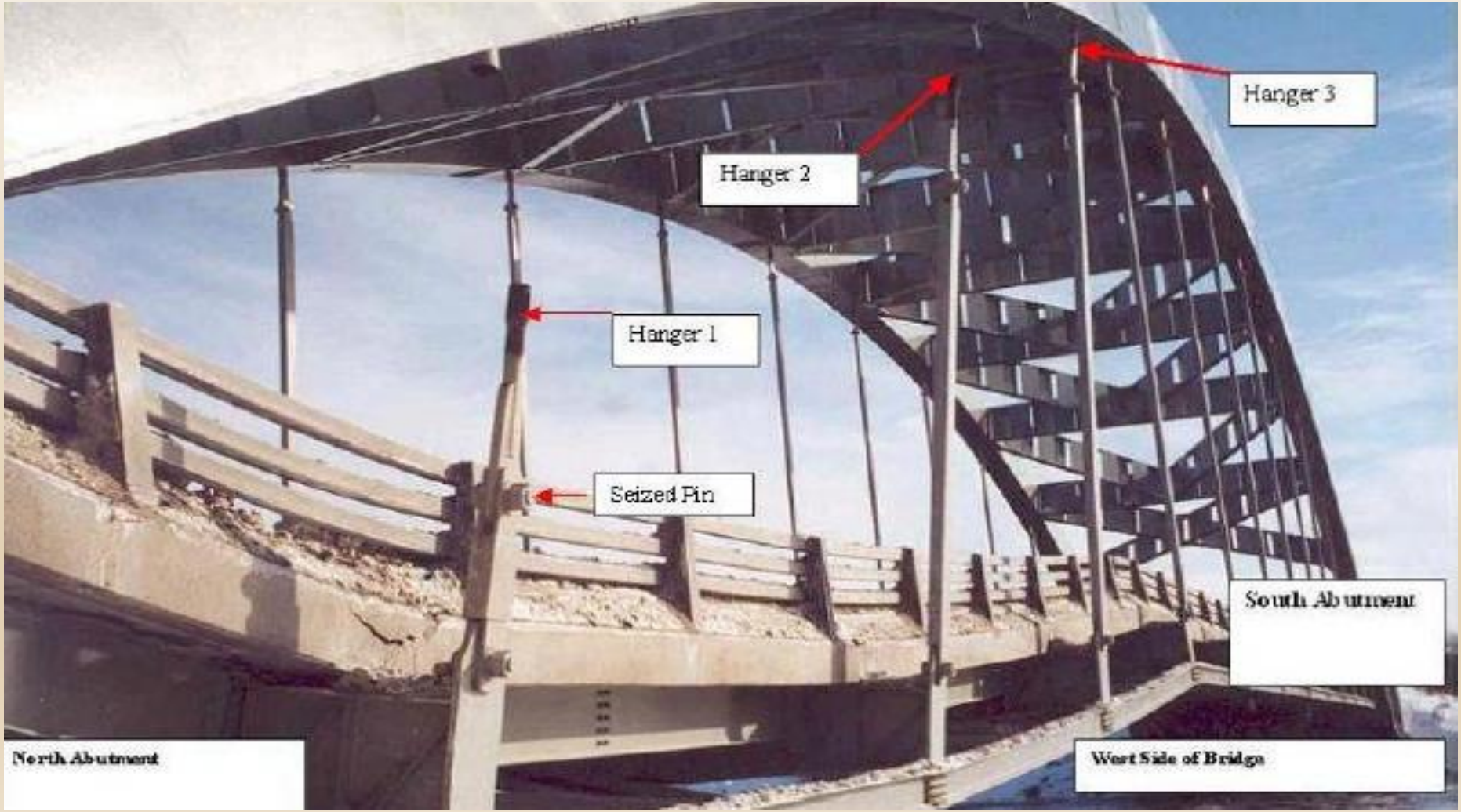
CASO N° 5

PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C.

MEMORIAL

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

El 14 de enero de 2003, el Puente Sgt. Aubrey Cosens V.C. Memorial en Latchford, Canadá, falló parcialmente durante el paso de un camión, descendiendo aprox. 2 m.



FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

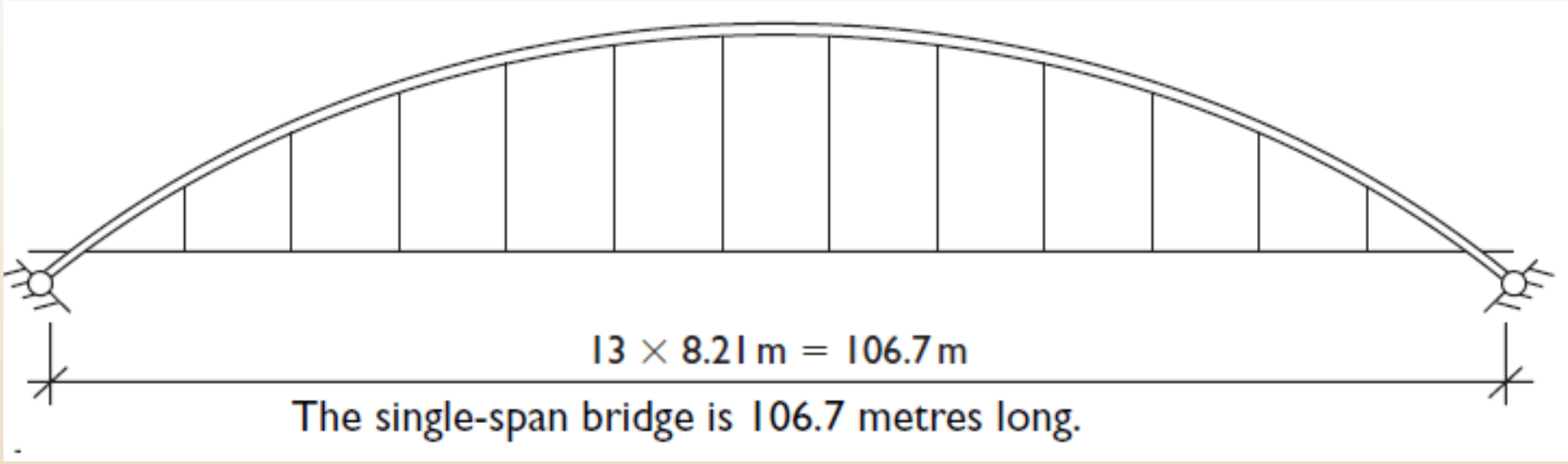
Causas principales:

- **La causa principal de la falla parcial fue la fractura inducida por fatiga de tres barras de acero de suspensión.**

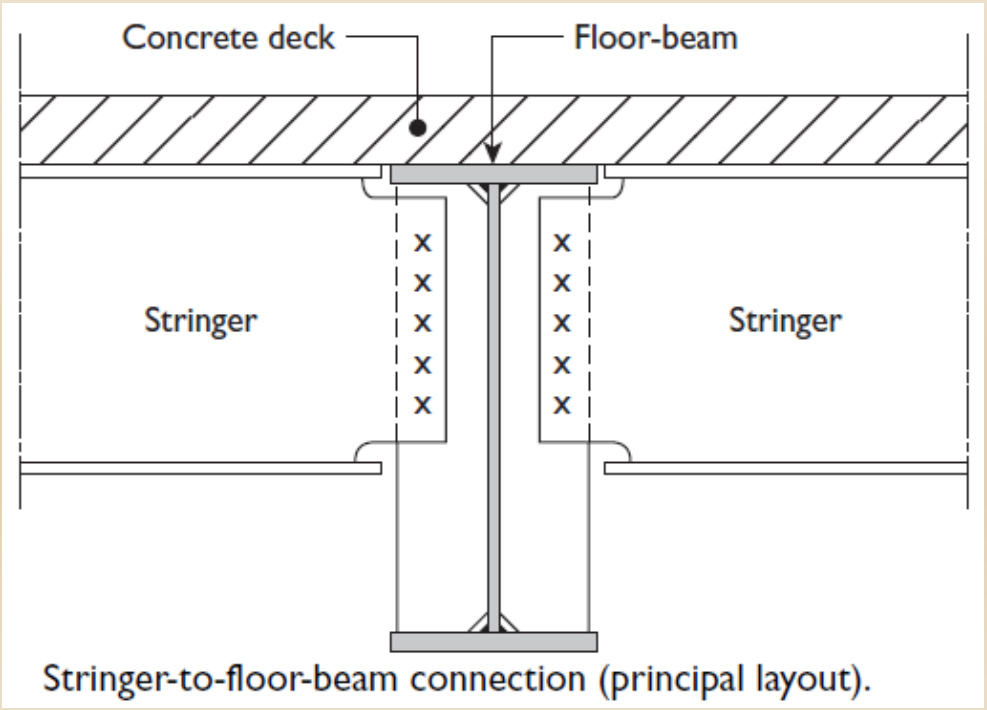
Consecuencias:

- **No se registraron personas muertas ni heridas. Fuera de servicio temporal.**

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL



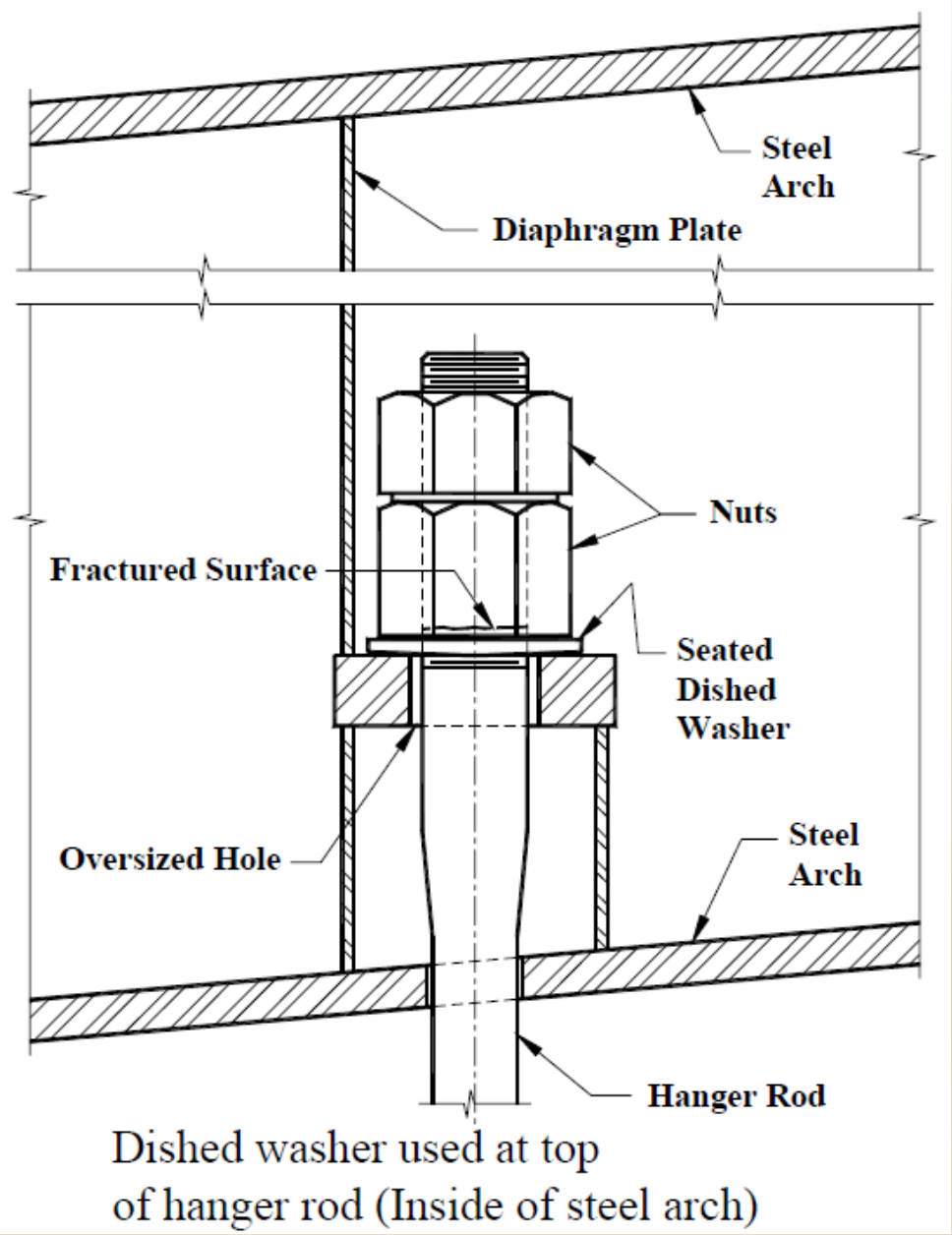
The single-span bridge is 106.7 metres long.

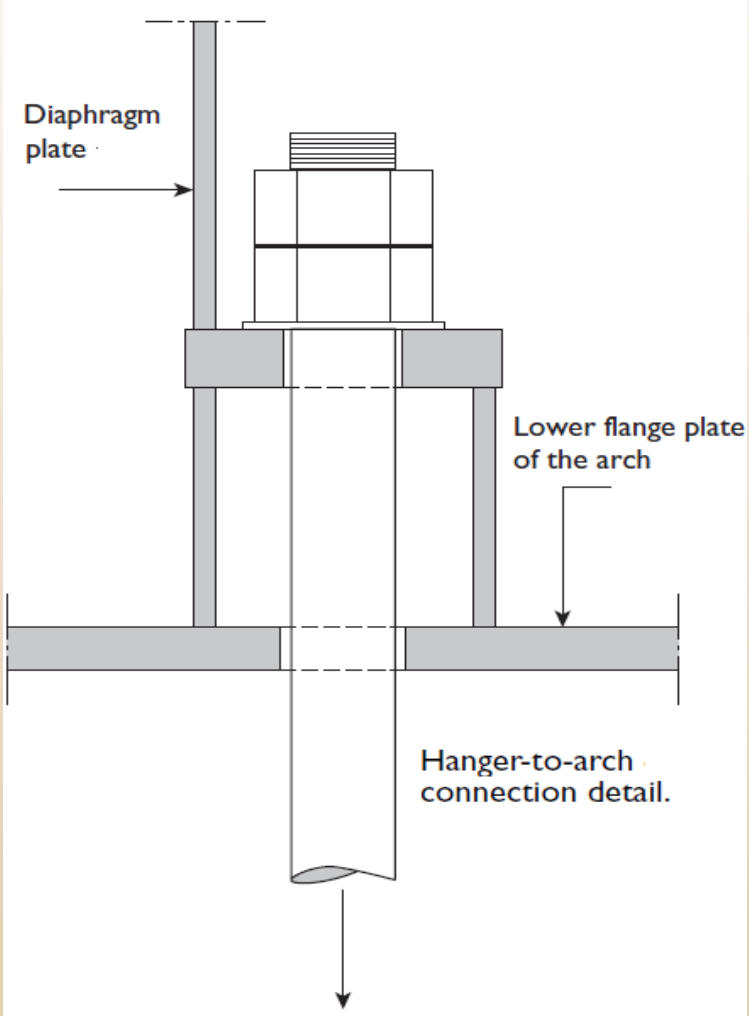


Stringer-to-floor-beam connection (principal layout).

Sistema estructural principal. Puente colgante de arco. Tablero de entramado de vigas de acero y losa de hormigón. El diseño original no contempló la acción compuesta. En los trabajos de rehabilitación, posterior a la falla, se generó la composición estructural hormigón acero.

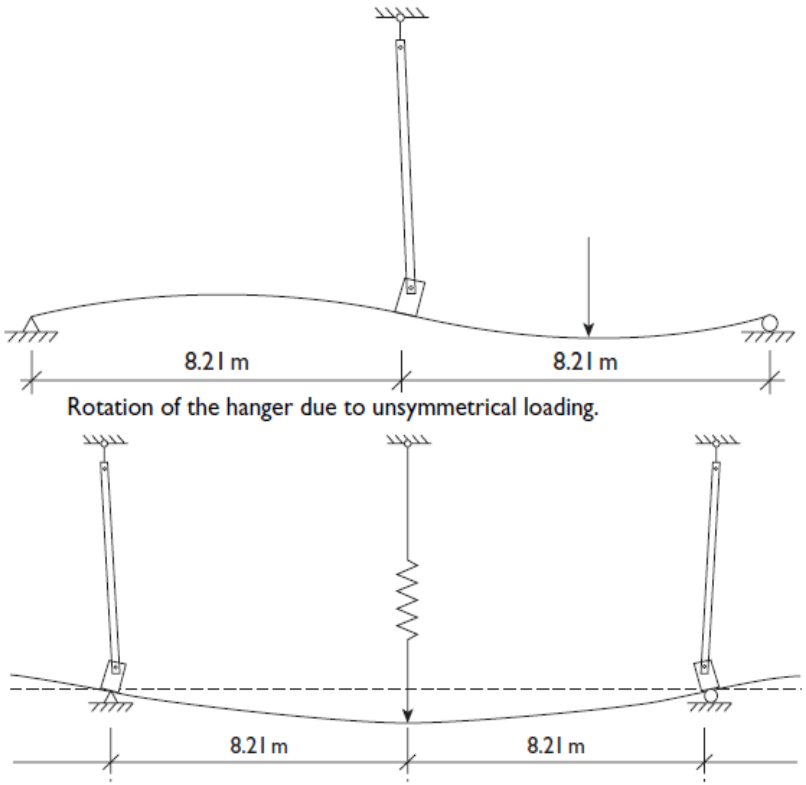
FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL





Detalle de unión de las barras de suspensión. Sin posibilidad de inspección.

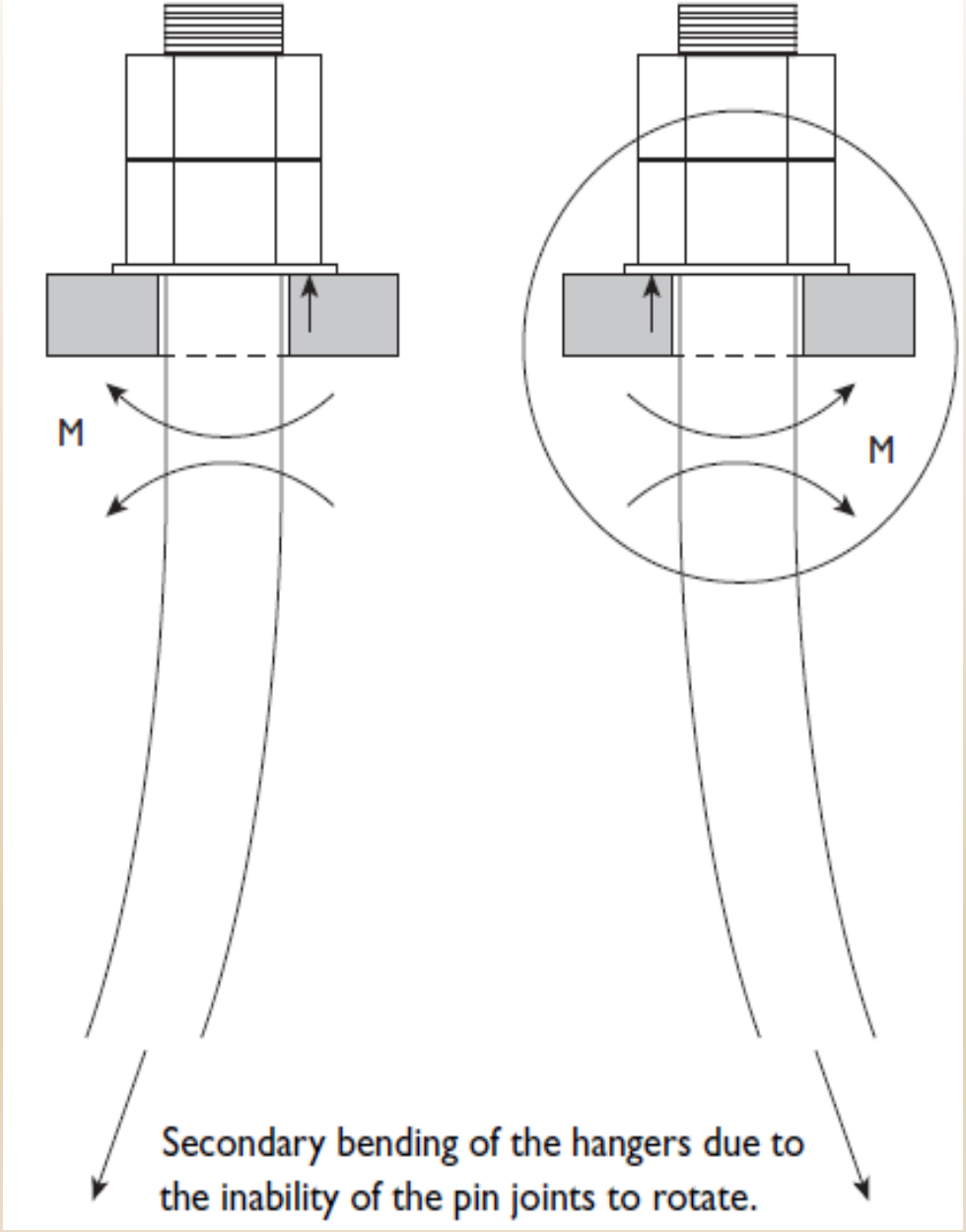
FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL



Rotation of the hanger due to unsymmetrical loading.

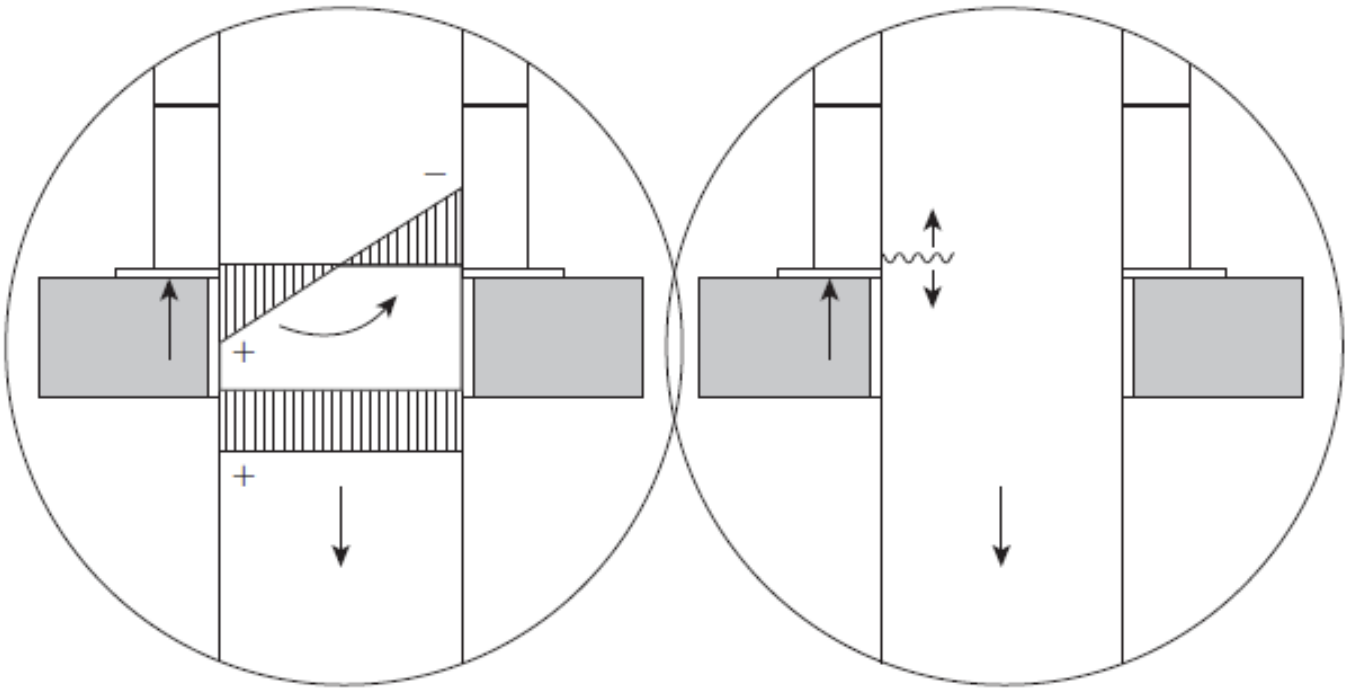
When a floor-beam is subjected to a concentrated load, the difference in deflection makes the adjacent hangers rotate. For the sake of simplicity the adjacent hangers have been kept rigid in the description above, which, of course, they are not.

Momentos secundarios sobre las barras de suspensión debido a cargas cíclica asimétricas, que produjeron el giro cíclico de las uniones de las barras y el arco.

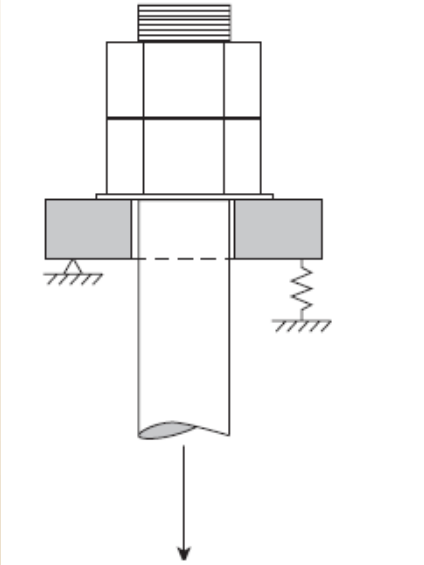


Secondary bending of the hangers due to the inability of the pin joints to rotate.

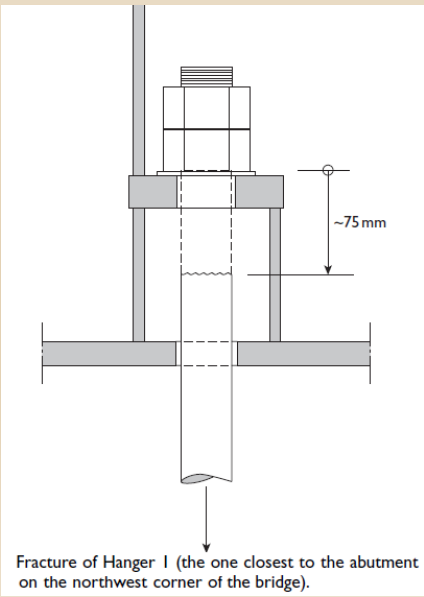
FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL



Secondary bending stresses, in addition to the normal tension stress, will eventually initiate a fatigue crack



The support conditions – a difference in stiffness due to the single diaphragm plate



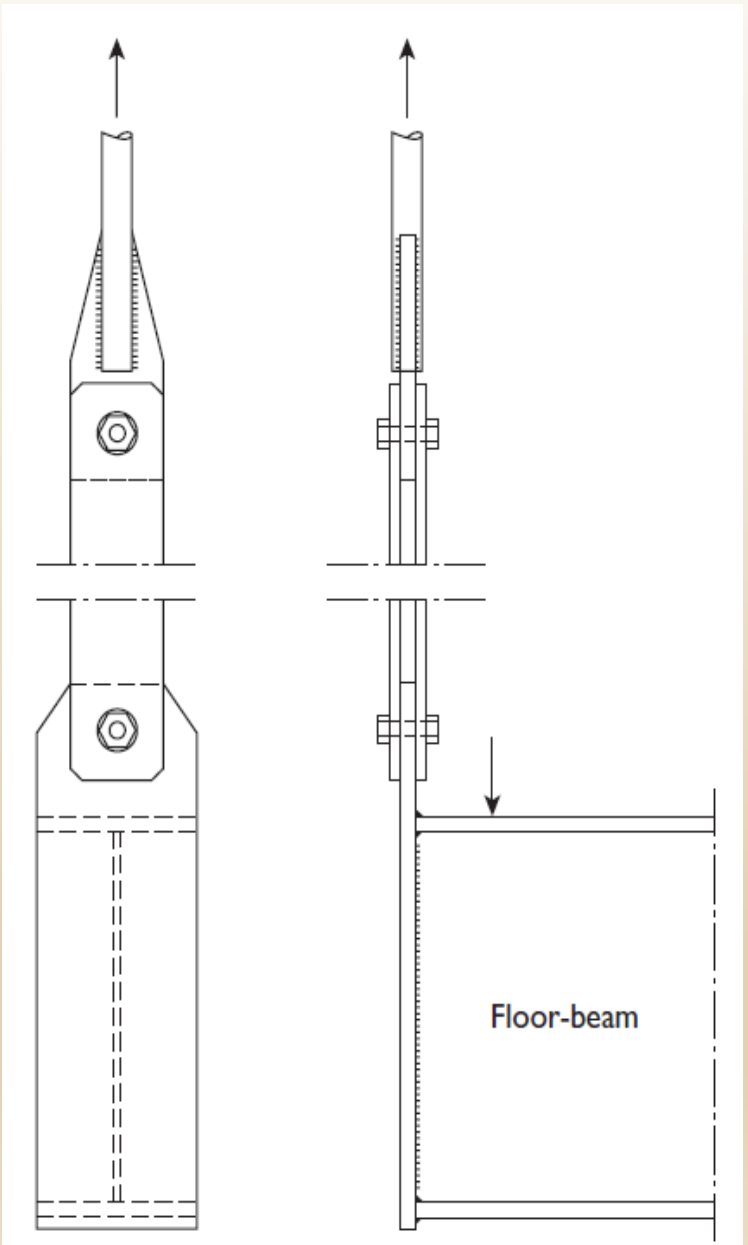
Fracture of Hanger 1 (the one closest to the abutment on the northwest corner of the bridge).

Tensiones secundarias por flexión cíclica que iniciaron y propagaron fisuras en las barras de acero, de inadecuada tenacidad a fractura. Adicionalmente, el diseño del detalle no permitía una correcta tarea de inspección.

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

Typical seized pin

Possible over-tightened nut or crevice corrosion causing distortion of washer.



Hanger-to-floor-beam connection.

Unión inferior entre las barras de suspensión y las vigas transversales de tablero. Otro diseño inconveniente en un elemento de fractura crítica.

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

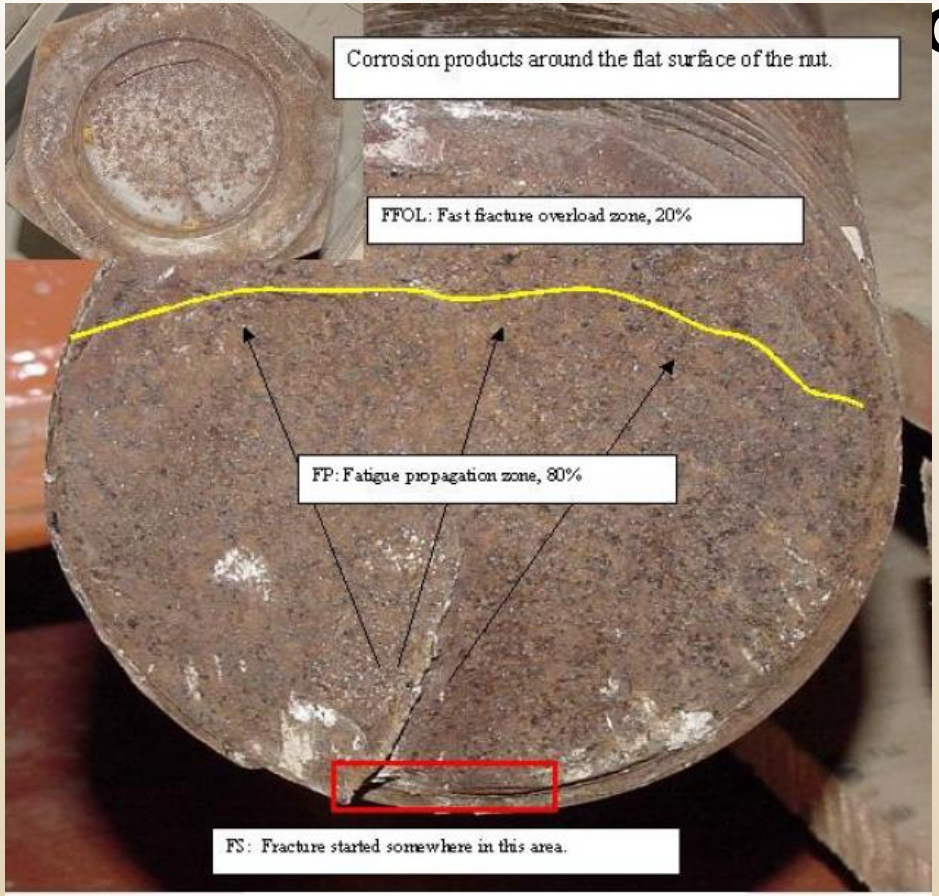
Chemical analysis of the corrosion product revealed the following:

Location	Age of Corrosion Product on Fast Fracture Face	Comments*
		(* See Appendix B for details)
Hanger 1 (Northwest)	5 to 7 years	Fatigue crack likely started several years earlier at the location where an attempt may have been made to grind a defect out of thread when the bridge was constructed in 1960
Hanger 2 (Northwest)	1 to 3 years	Fatigue crack likely started after Hanger 1 (NW) had failed
Hanger 3 (Northwest)	0 years	January 14, 2003 (Time of partial collapse of deck)
Hanger 1 (Southwest)**	5 to 7 years	Fatigue crack likely started several years earlier at the location where damage occurred on the threads when the bridge was constructed in 1960

***Subsequent to the partial collapse of the deck, it was discovered that an additional 6 Hangers were cracked and Hanger 1 (SW) was fractured completely. This was determined by the structural steel inspection described in Appendix C. It should be noted that once it was determined that Hanger 1 (SW) was fractured, it was removed from the bridge and sent to the metallurgist for analysis. The metallurgist states in his report that he believes Hanger 1 (SW) fractured 5-7 years ago and that the fracture started in a damaged portion of the threaded part of the rod (beneath the nut). He came to this conclusion by observing that the corrosion product on Hanger 1 (NW) and Hanger 1 (SW) were similar. (See Appendix B). The metallurgist also believes that the initial damage in the threads occurred at the time of installation of the hangers. The metallurgist also noted that grey paint is present on the fractured surface of Hanger 1 (SW). This is significant in that the bridge was last painted in 1998 and Hanger 1 (SW) must have been completely fractured at that time in order for paint to be present on fractured surface.*

Fenómeno de corrosión-fatiga en las barras de suspensión. Las fisuras por fatiga se iniciaron muchos años antes de la falla y no fueron detectadas en los trabajos de mantenimiento previos. Otras barras fisuradas fueron detectadas luego de la falla.

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C.



Hanger 1 (NW) – Fracture Face

Hanger 1 (NW) – Shiny Area - Ground down threads.

Hanger 1 (NW) – Threaded Area Showing Signs of Wear, Abrasion, and Impact Damage

Superficie de fractura en la zona roscada de una barra de suspensión. Superficies diferenciadas de propagación y de fractura rápida. Productos de corrosión, también, fueron detectados.

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

Exterior stringer to floor beam #1 connection (NW corner)

Exterior stringer to floor beam 1 connection (SW corner)

Otras fisuras por fatiga fueron detectadas, post falla, en las uniones entre largueros exteriores y vigas transversales.

FALLO DEL PUENTE SGT. AUBREY COSENS V.C. MEMORIAL

Lecciones aprendidas

- Las uniones inferiores de las barras de suspensión causaron indeseables e inesperadas tensiones por flexión cíclica que generaron fatiga en las barras, llevándolas a sus fracturas.
- La parte roscada de las barras se encontraban ocultas para su inspección.
- El acero de las barras de suspensión poseía una inadecuada tenacidad a fractura a bajas temperaturas.
- Inadecuadas tareas de inspección y mantenimiento no previnieron la falla.
- En general, el análisis a fatiga no se ejecutaba correctamente en el diseño de puentes antiguos (previo a los años 70).
  - En estructuras sometidas a cargas cíclicas, simplificaciones usuales y hasta conservadoras, válidas únicamente en estructuras sometidas a cargas predominantemente estáticas pueden derivar en tensiones secundarias ignoradas o subestimadas que pueden iniciar y propagar fisuras por fatiga.
  - La tenacidad a fractura es un propiedad esencial de los aceros que debe ser correctamente elegida, a temperaturas por debajo de la mínima de servicio, mas aún en elementos de fractura crítica.
  - Como otras tantas veces, el fenómeno de fatiga en elementos de fatiga crítica produjeron la falla de un puente.
  - Trabajos inadecuados de inspección derivados del diseño inconveniente de detalles constructivos es otro factor usual en este tipo de fallas.

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

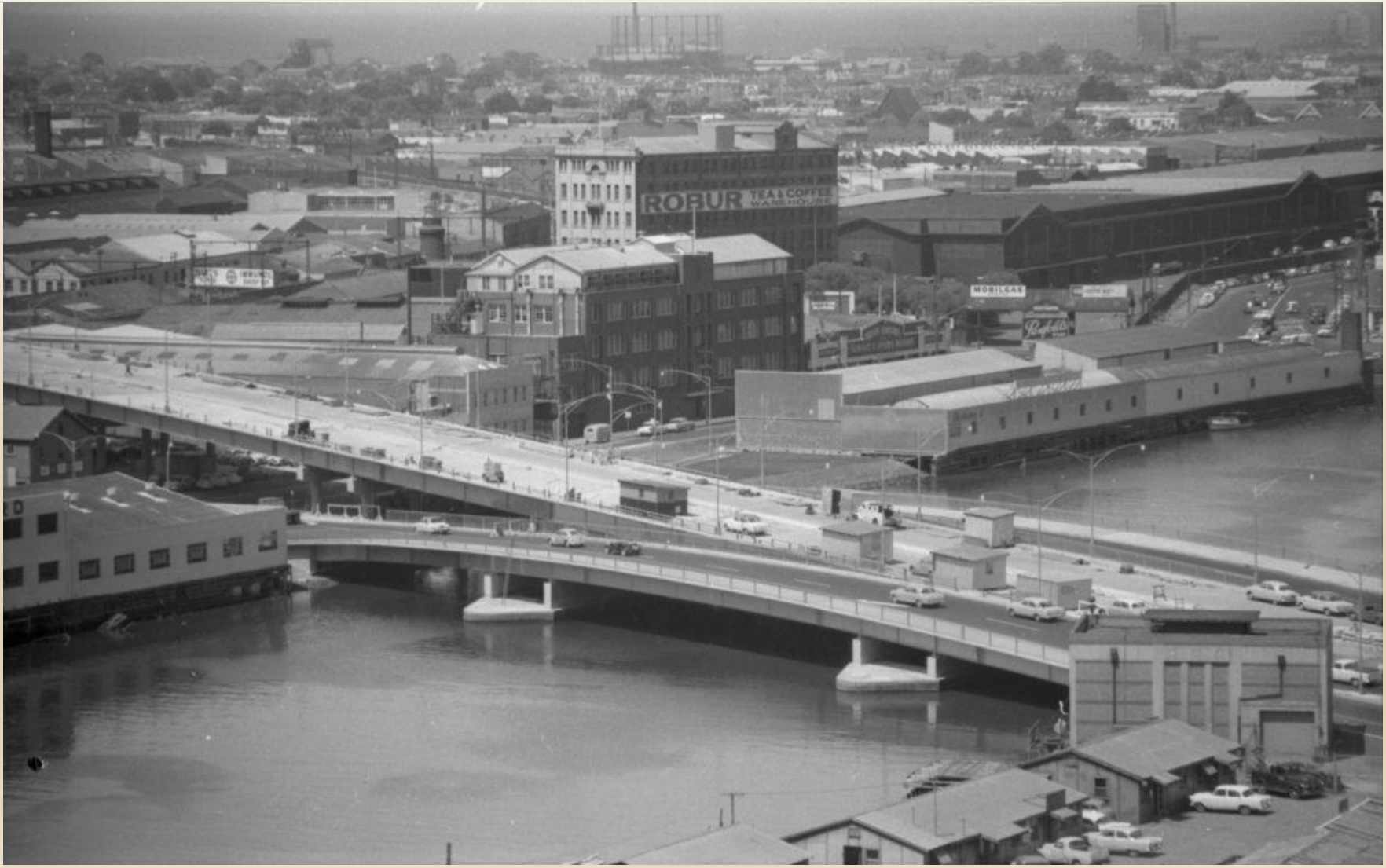
CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 6

PUENTE KINGS

FALLO DEL PUENTE KINGS

El 10 de julio de 1962, el Puente Kings en Melbourne Australia, falló parcialmente.



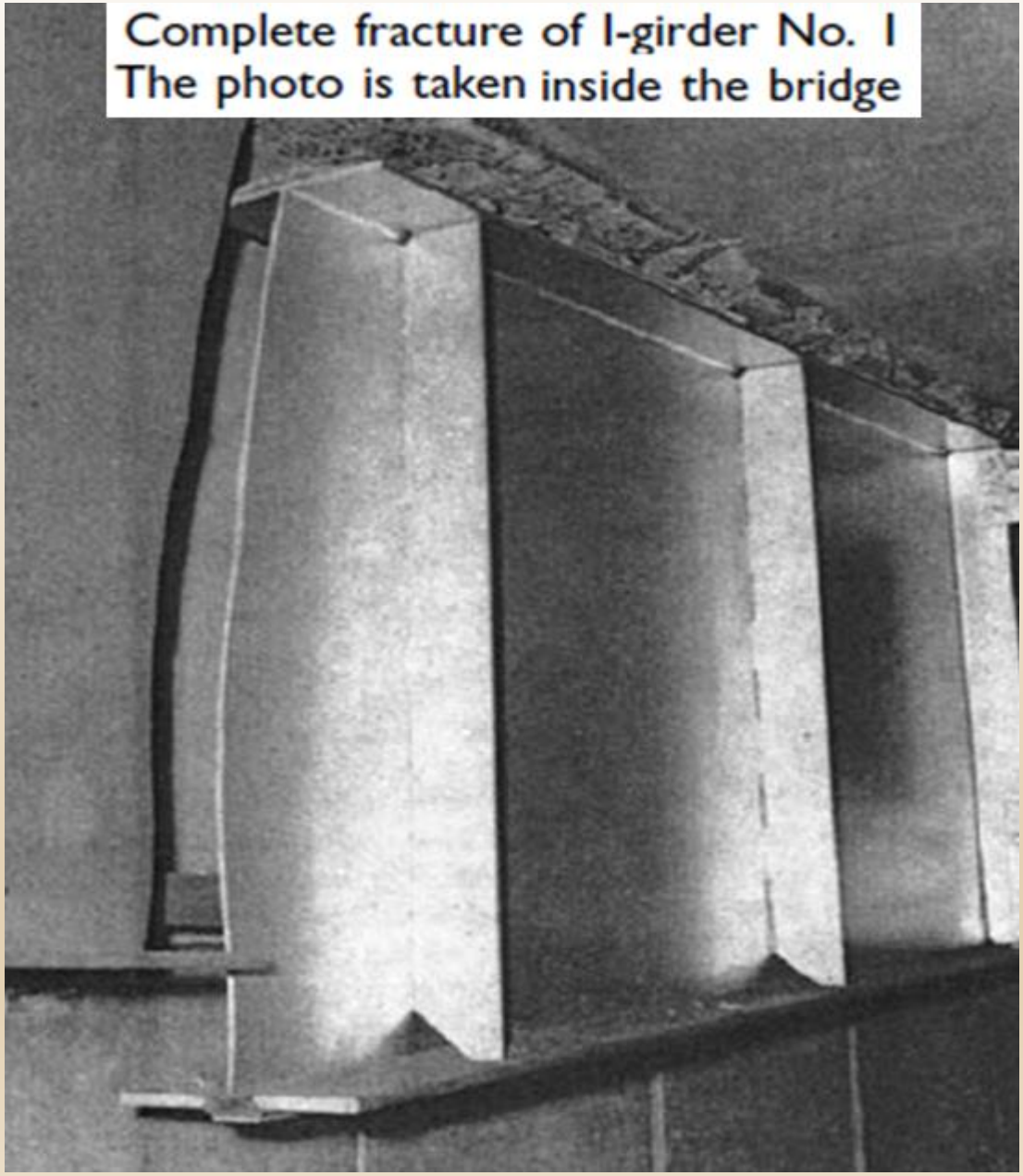
FALLO DEL PUENTE KINGS

Causas principales:

- **Propagación por fatiga de fisuras en soldaduras de filete, en uniones entre las alas inferiores con platabandas, en varias vigas principales.**
- **Inadecuada tenacidad a fractura del acero a temperaturas de servicio.**

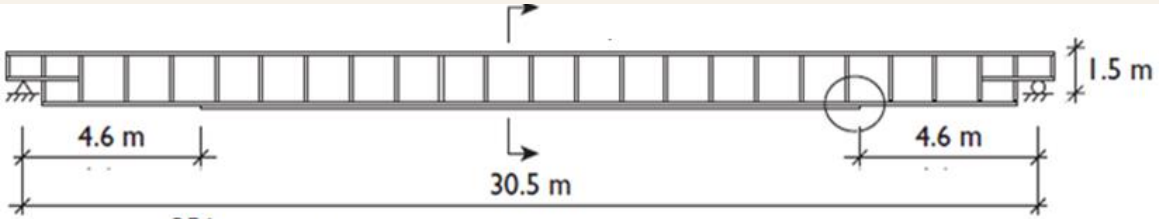
Consecuencias:

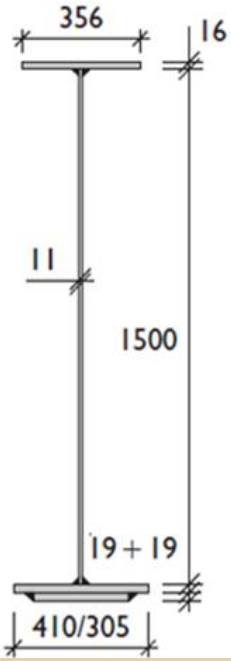
- **No se registraron muertos ni heridos. La estructura quedó fuera de servicio.**



FALLO DEL PUENTE KINGS

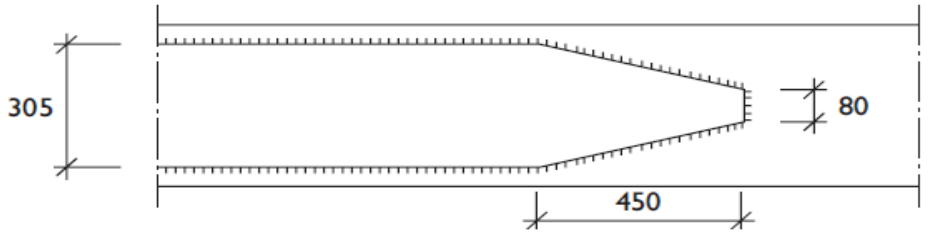
Sistema estructural principal.



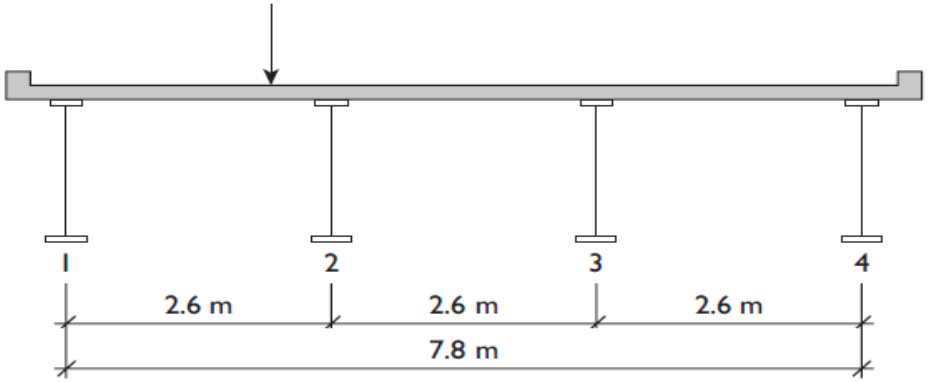


Elevation and cross-section of the *outer* girders of the second span on the south end of the bridge. The inner girders had 356 millimetre wide cover plates, which were terminated 5.3 metres (instead of 4.6 metres) from the ends.

- 4 vigas principales doble T (o I).
- Tablero de hormigón.
- Puente de tramos múltiples.
- Luz tramo que colapsó: 30.5 m
- Estructura de acero soldada.

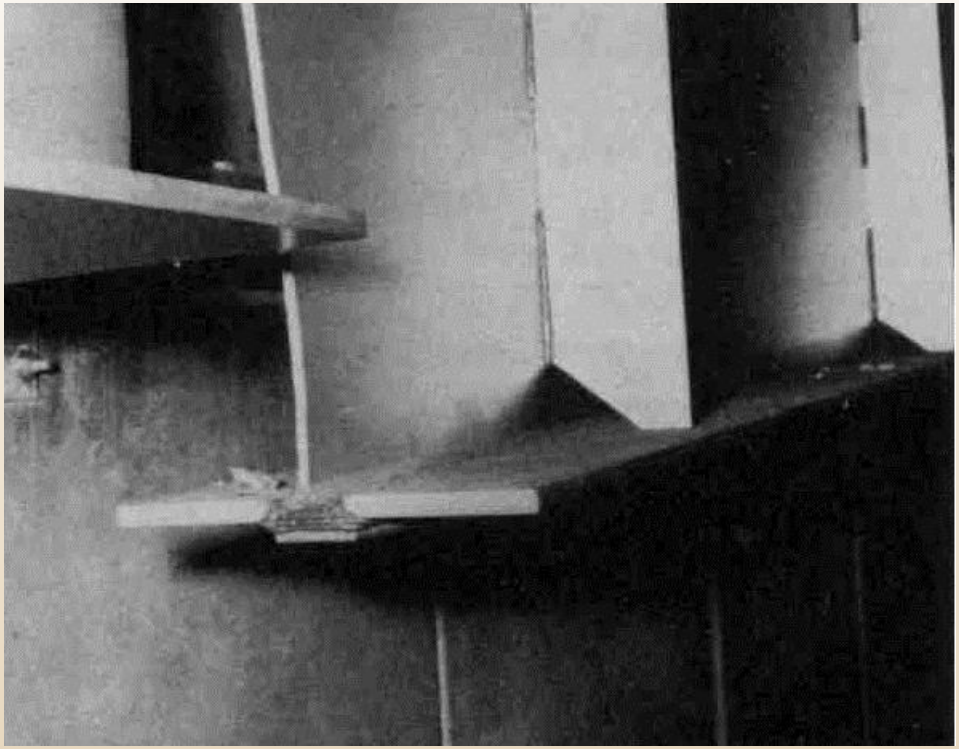


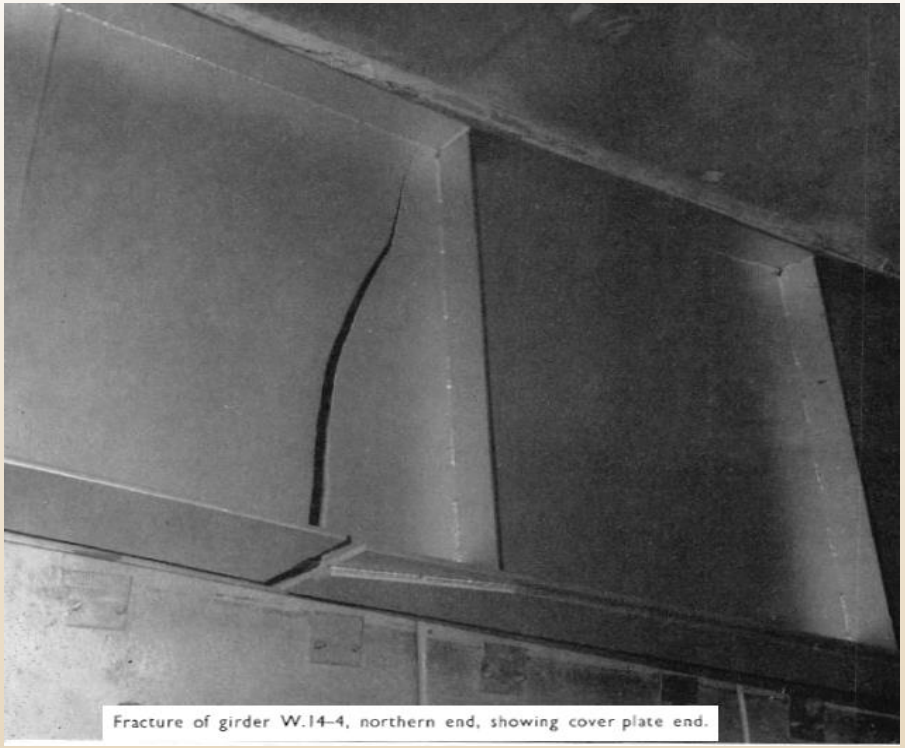
The cover plates were tapered over a length of 450 millimetres. Fillet weld dimension: 5 mm – automatic welding for the parallel sides, and manual welding for the tapering and the 80 mm transverse end.



Cross-section of the second span on the south end of the Kings Bridge, and the approximate position of the lorry that initiated the collapse.

FALLO DEL PUENTE KINGS





Fracture of girder W.14–4, northern end, showing cover plate end.

Las fisuras se iniciaron en las soldaduras de filete transversales de las platabandas con las alas inferiores que luego se propagaron hacia las almas.

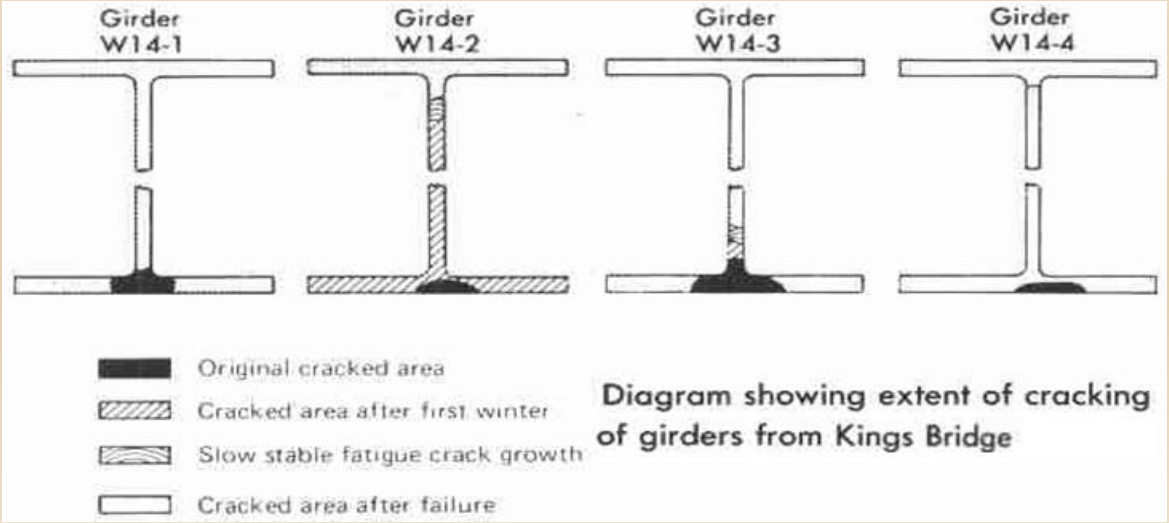
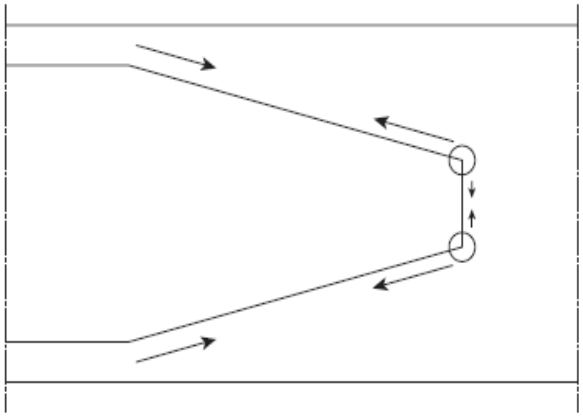
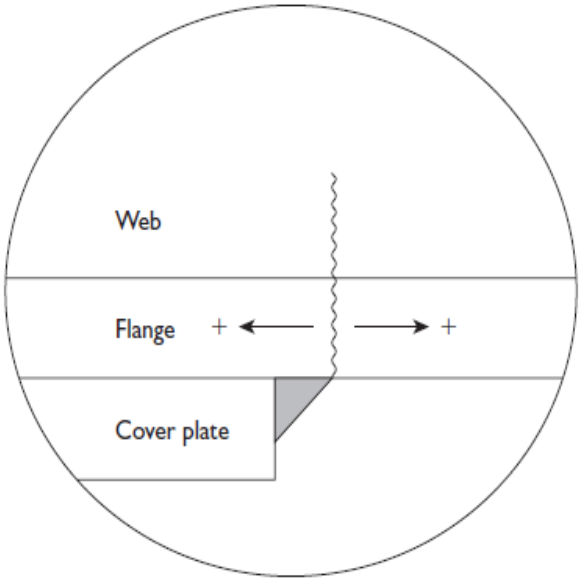


Diagram showing extent of cracking of girders from Kings Bridge

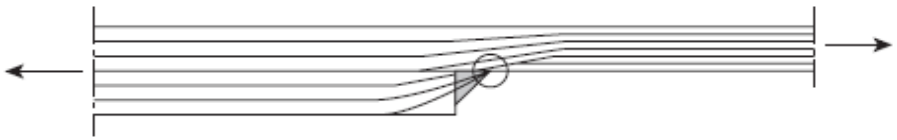
FALLO DEL PUENTE KINGS



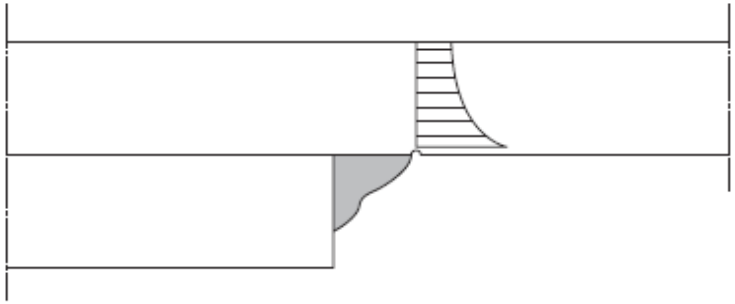
The corner regions, where the probability for crack initiation is the highest. Here the combined effect of residual tensile stresses in the transverse and longitudinal direction is the highest.



A crack will initiate from the weld toe, in the heat-affected zone, and then propagate upwards into the web, perpendicular to the applied normal tensile stress.



The stress concentration effect at the weld toe.



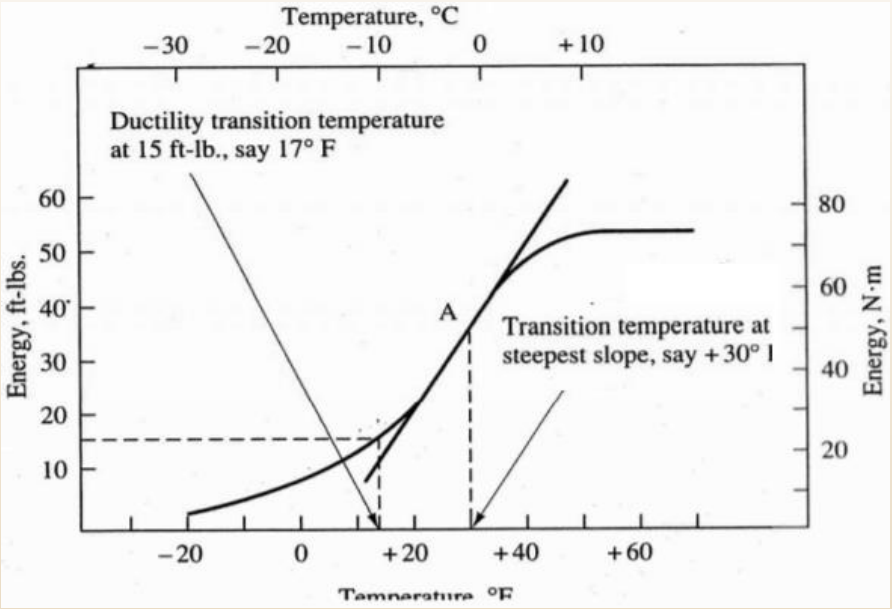
Additional stress raising effects coming from the roughness of the surface, and, especially, melting ditches.

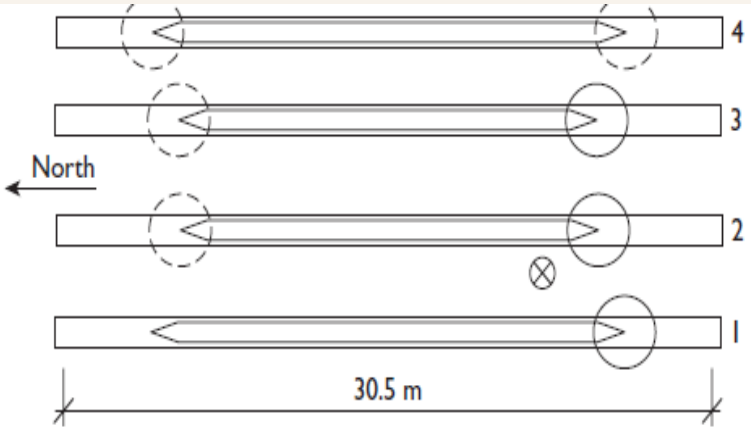
$$K_c = 11.76 \cdot (CVN)^{0.66} = 11.76 \cdot (3)^{0.66} = 24.3 \text{MPa}\sqrt{\text{m}}$$

Very low CVN value and Fracture Tougness at 0" C. Mininum requirement CVN = 20 J at minimun temperature service

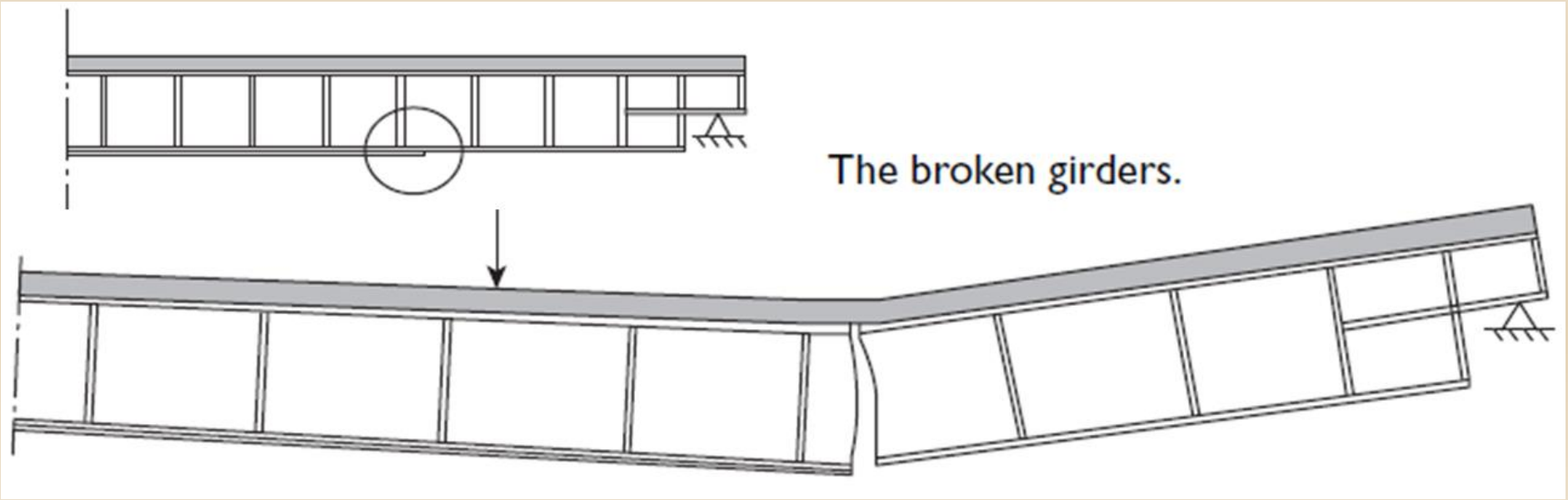
Concentración de tensiones en un detalles estructural inconveniente. Iniciación de fisuras. Inadecuada soldadura transversal. Inadecuada tenacidad a fractura del acero a temperatura de servicio.

FALLO DEL PUENTE KINGS





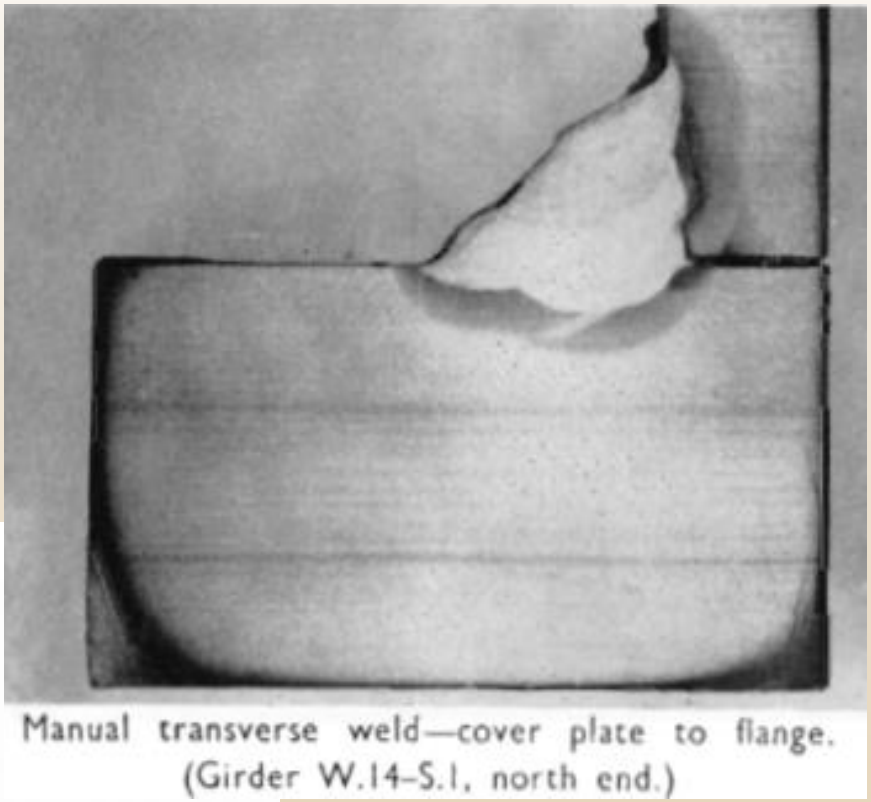
Complete fracture in the south ends of girder No. 1, 2 and 3, and partial fracture of the south end of girder No. 4 and of the north ends of girder No. 2, 3 and 4. For the sake of simplicity the flanges have been turned upside down – the flange widths have also been enlarged (in relation to the span length).



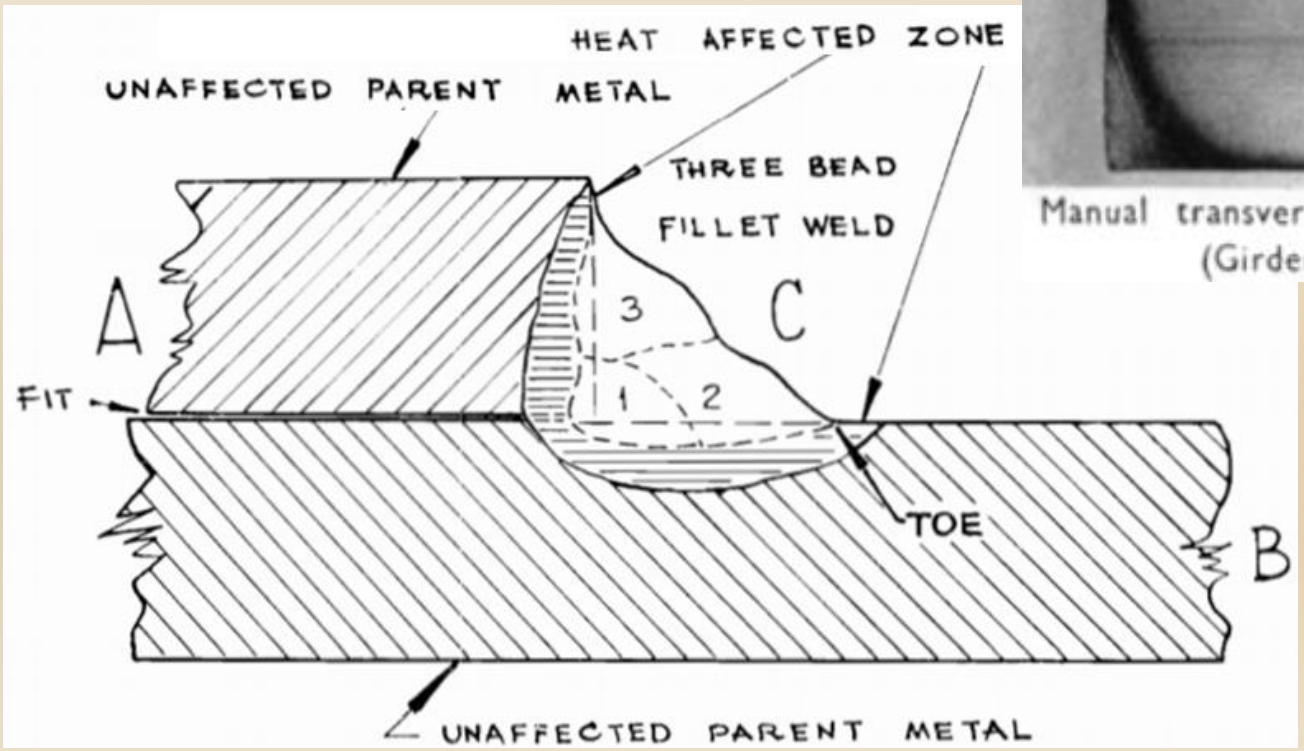
The broken girders.

FALLO DEL PUENTE KINGS

Las fisuras se iniciaron en los pies de las uniones de filete, manualmente soldadas, entre platabandas y las alas inferiores de las vigas principales por alta concentración de tensiones. Luego se propagaron por fatiga.



Manual transverse weld—cover plate to flange. (Girder W.14–S.1, north end.)

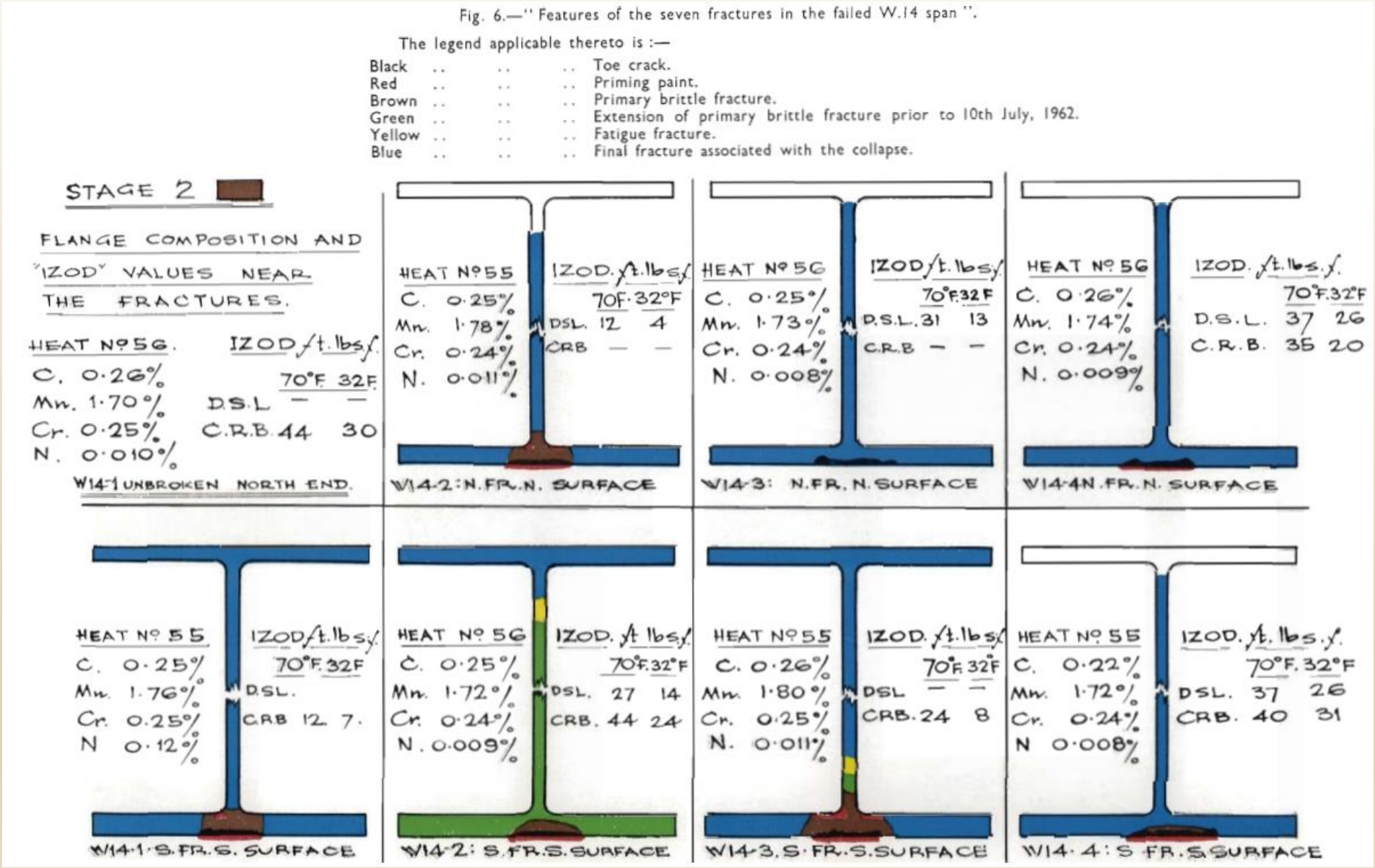


FALLO DEL PUENTE KINGS

Fig. 6.—" Features of the seven fractures in the failed W.14 span ".

The legend applicable thereto is :—

Black	.. .. ..	Toe crack.
Red	.. .. ..	Priming paint.
Brown	.. .. ..	Primary brittle fracture.
Green	.. .. ..	Extension of primary brittle fracture prior to 10th July, 1962.
Yellow	.. .. ..	Fatigue fracture.
Blue	.. .. ..	Final fracture associated with the collapse.



FALLO DEL PUENTE KINGS

Lecciones aprendidas

- **La causa principal del fallo parcial del puente fue un proceso de fatiga. Fisuras fueron iniciadas en uniones soldadas de filete entre platabandas y alas inferiores de vigas principales por alta concentración de tensiones. Luego dichas fisuras se propagaron hacia las almas, por fatiga.**
- **El acero de las vigas principales poseía una inadecuada tenacidad a fractura para temperaturas de servicio, posibles.**
- **Falla de diseño estructural. Soldaduras transversales al flujo de tensiones son extremadamente inconvenientes.**
- **Factores concomitantes llevaron al fallo de la estructura. Error de diseño de detalle constructivo e inadecuada tenacidad a fractura del acero.**
- **Este caso es una falla de puente, previo al colapso del puente Point Pleasant. Es evidente que la combinación de detalles constructivos inconvenientes que generan concentración de tensiones e inadecua tenacidad a fractura del acero en estructuras sometidas a cargas cíclicas reducen, drásticamente, la confiablidad a fatiga de las estructuras. Estos aspectos luego fueron concretamente incorporados en los criterios de diseño y prescripciones de los reglamentos de diseño y construcción de puentes (post años 70).**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 7

PUENTE SOBRE EL RIO RIN

COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN

El 10 de noviembre de 1971, el Puente sobre el río Rin en Coblenza, Alemania occidental, colapsó durante su construcción.

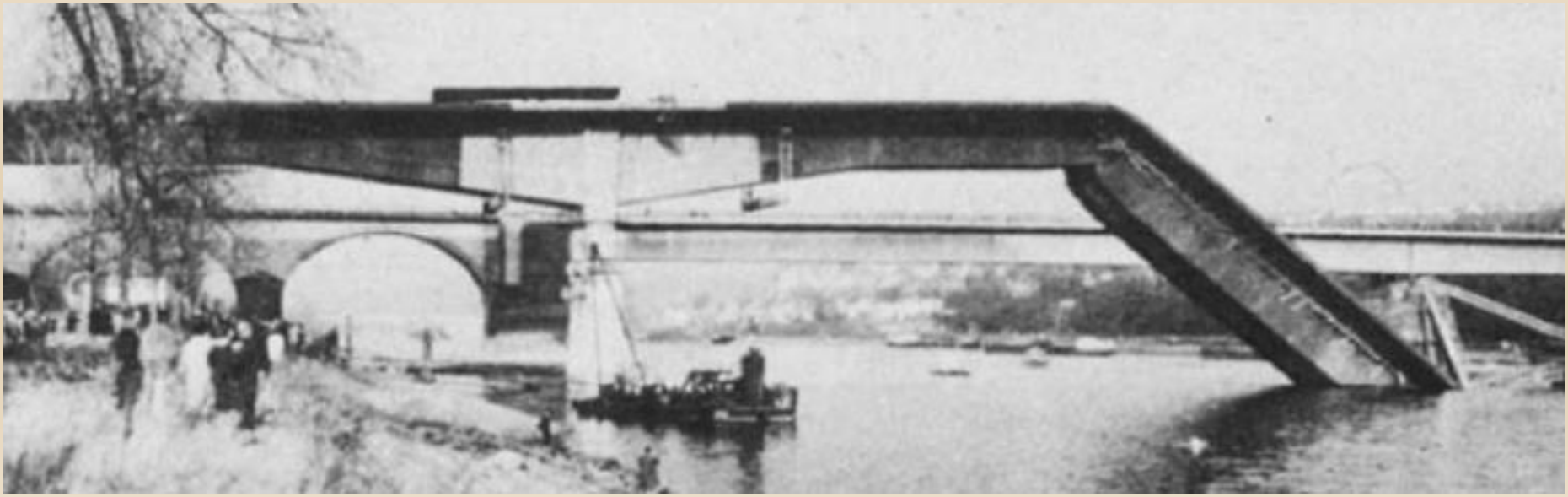
COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN

Causa principal:

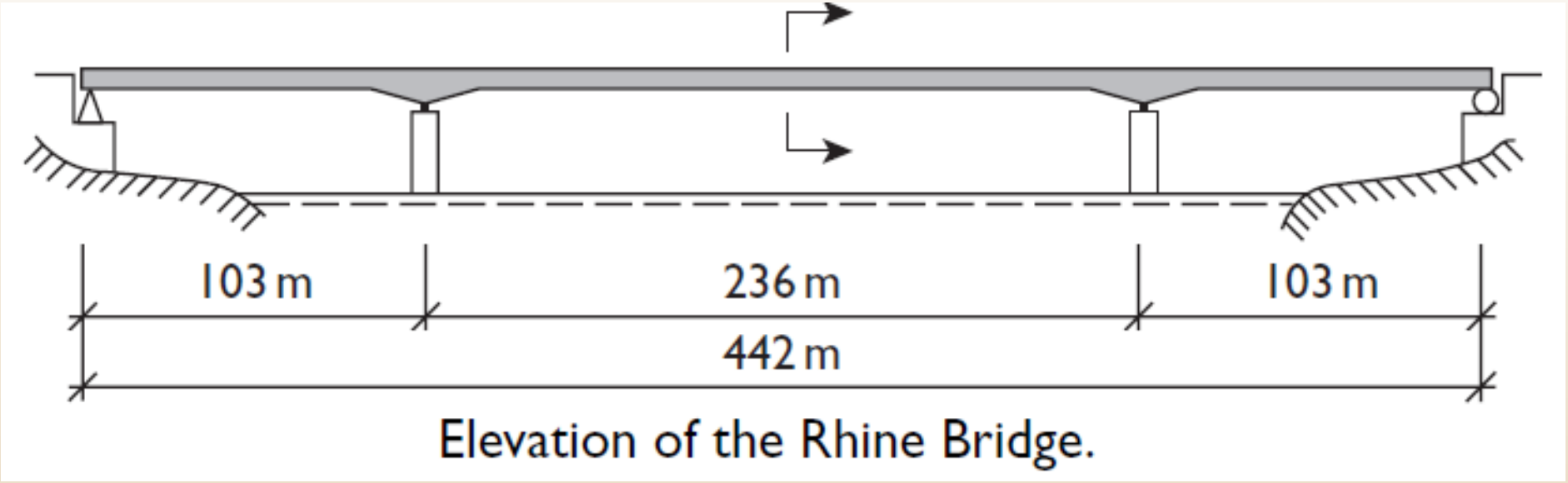
- **Pandeo el ala inferior durante su construcción.**

Consecuencias:

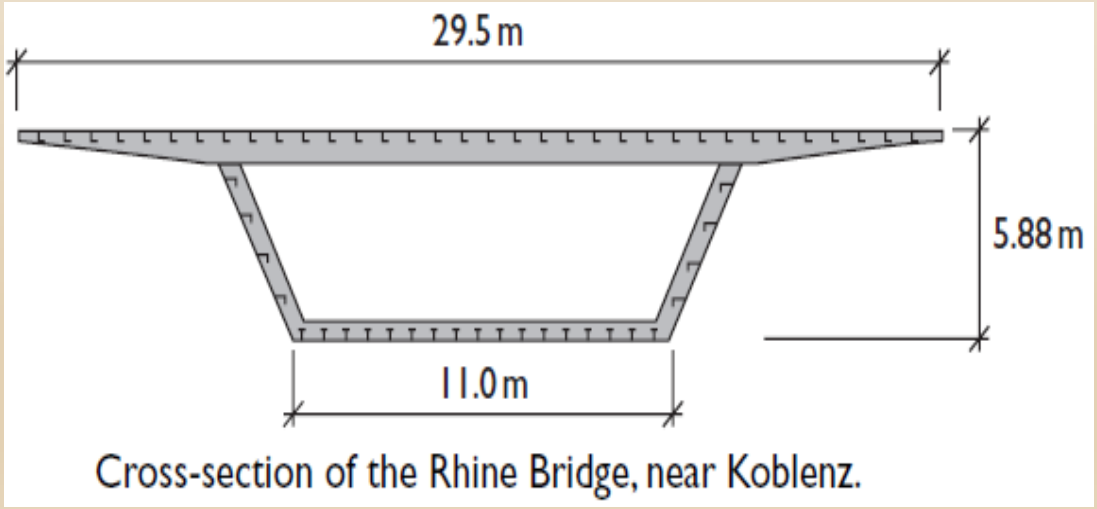
- **13 personas muertas**



COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN



Elevation of the Rhine Bridge.

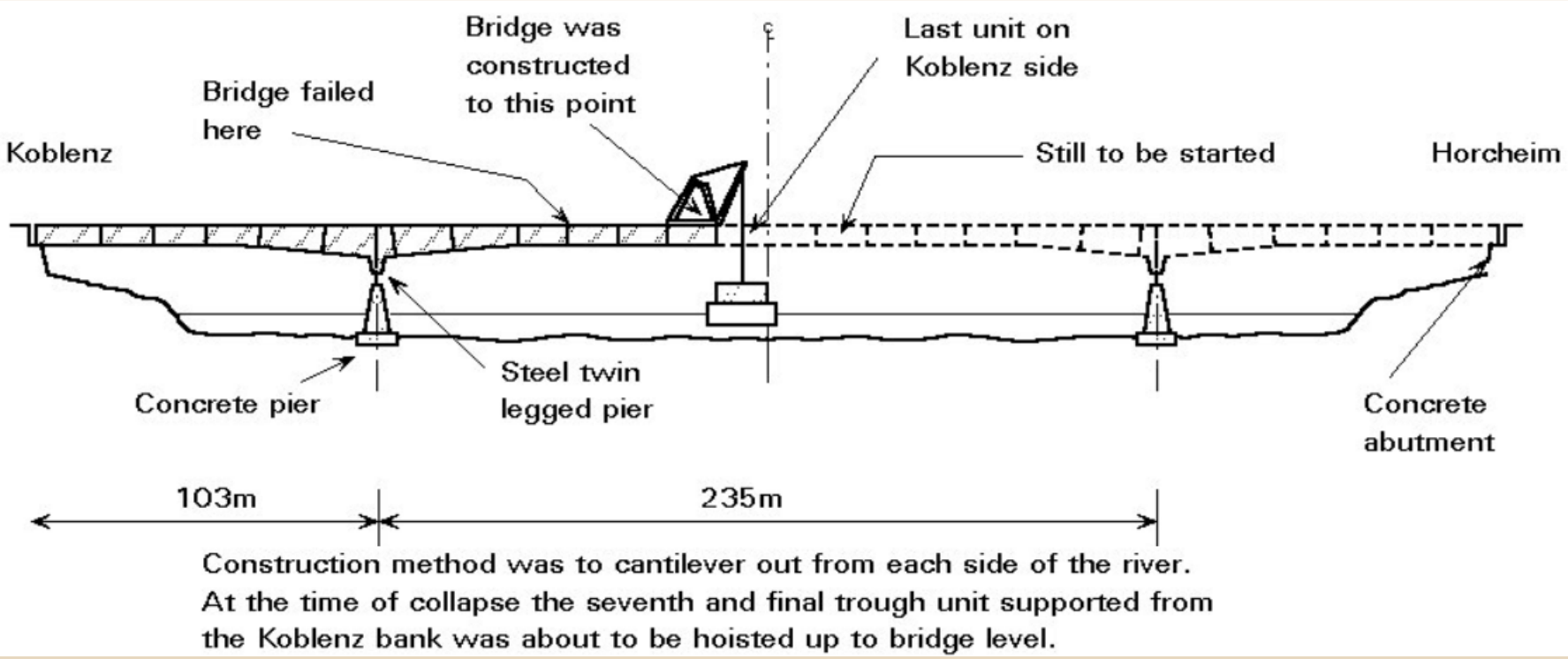


Cross-section of the Rhine Bridge, near Koblenz.

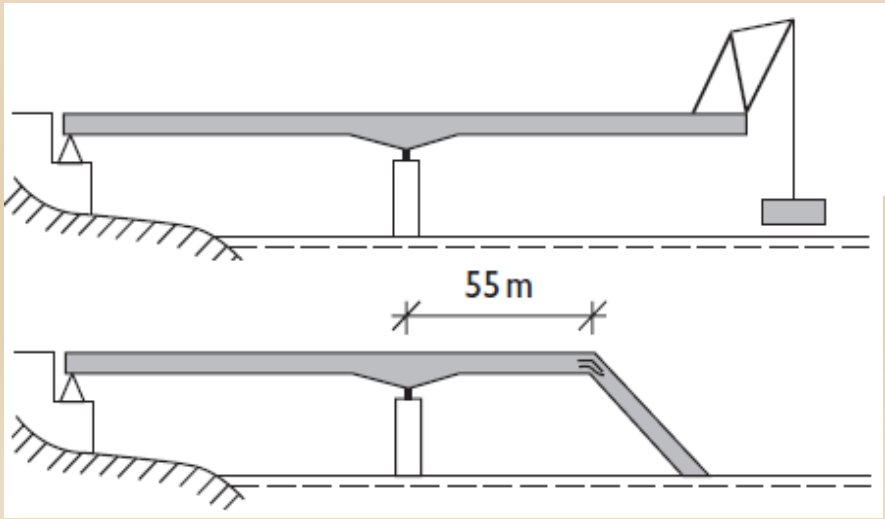
Sistema estructural principal.

- **Viga cajón de acero, continua.**
- **Tres tramos: 103 m / 236 m / 103 m. Long. total: 442 m**
- **Rigidizadores tipo “Bulb flat” en el ala superior y almas y tipo T en el ala inferior.**
- **Método de montaje en voladizos sucesivos.**

COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN



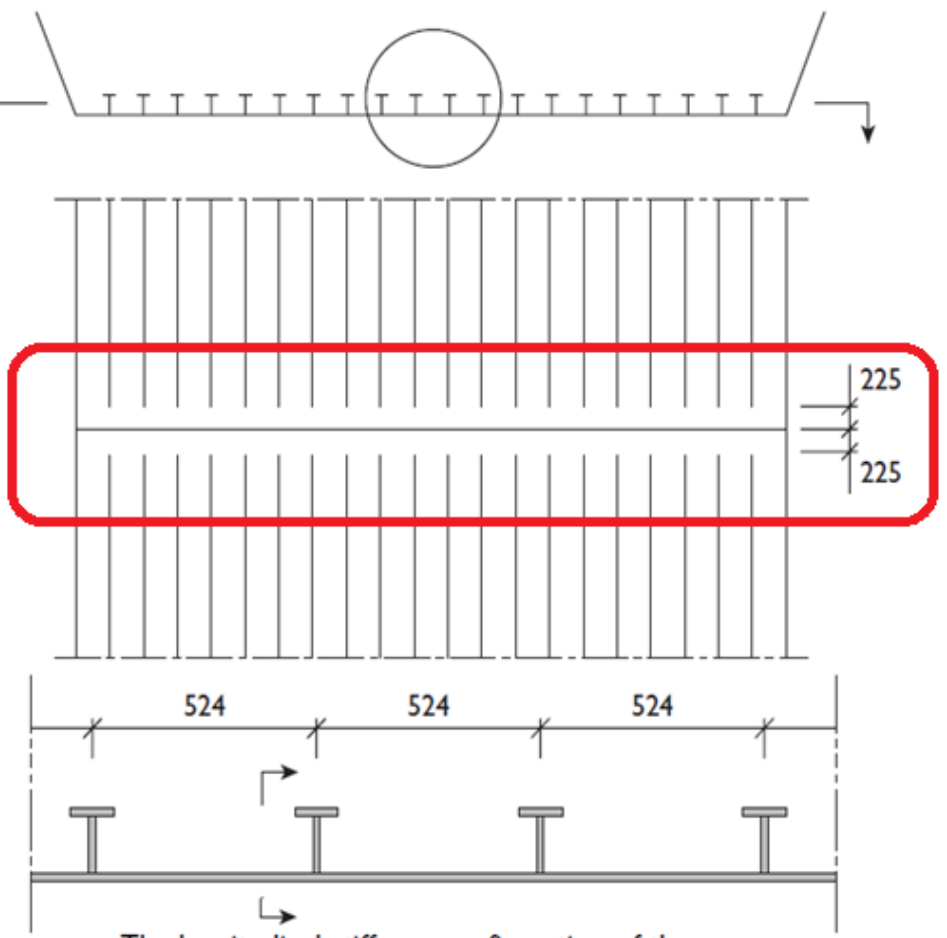
Construction method was to cantilever out from each side of the river. At the time of collapse the seventh and final trough unit supported from the Koblenz bank was about to be hoisted up to bridge level.



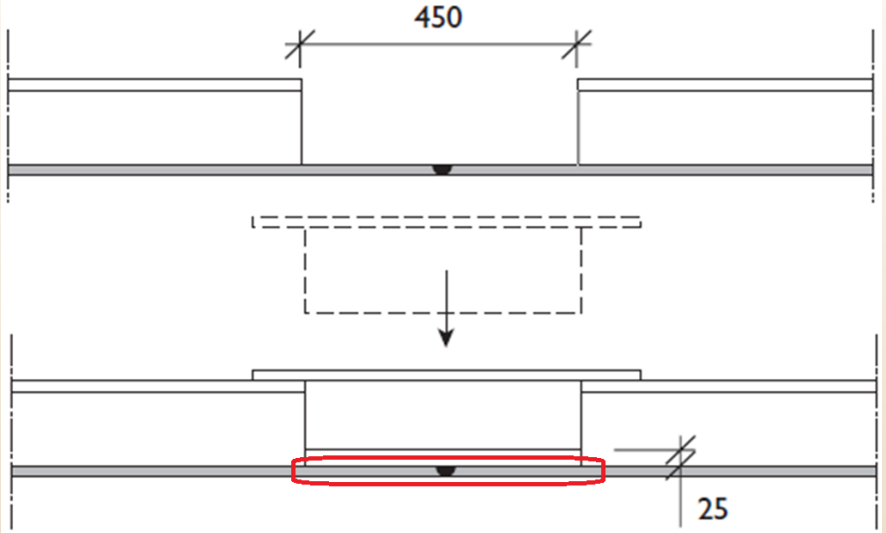
During erection of the main span – using the free cantilevering technique – the cantilever arm buckled approximately half-way out and fell into the River Rhine.

Método de montaje por voladizos sucesivos. El brazo en ménsula pandeó a mitad de tramo debido a una excesiva compresión producida por su peso propio mas los de la grúa izando el último segmento.

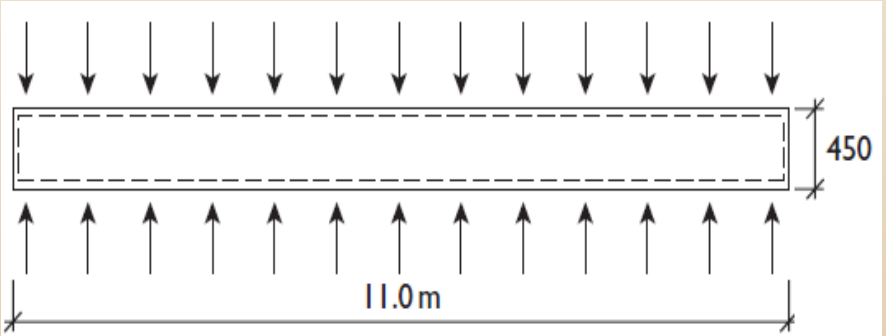
COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN



The longitudinal stiffener configuration of the box-girder bridge lower flange.



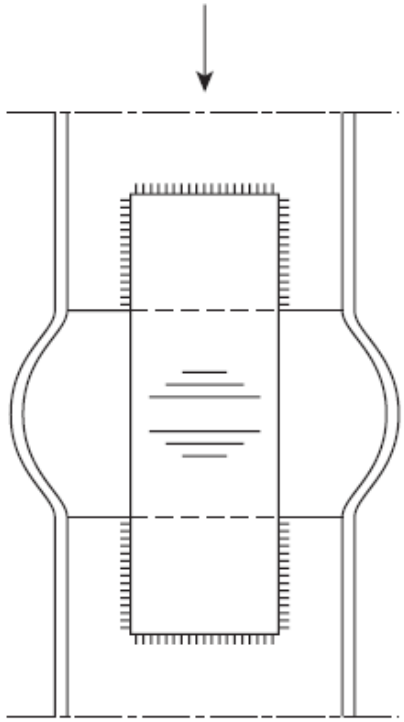
The unfortunate choice of splicing longitudinal stiffeners.



The unstiffened part of the lower flange plate in between the longitudinal stiffener ends.

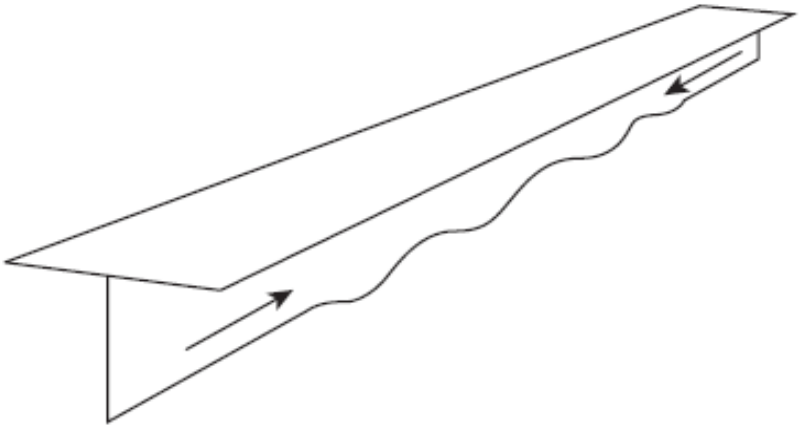
Inusual e inadecuado empalme de los rigidizadores tipo T. Una longitud de 450 mm, en el ala inferior, se encontraba sin rigidizar y pandeó por la acción de las tensiones de compresión generadas por pesos propios. Una vez mas, una falla fatal ocurre en un detalle de empalme incorrecto.

COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN

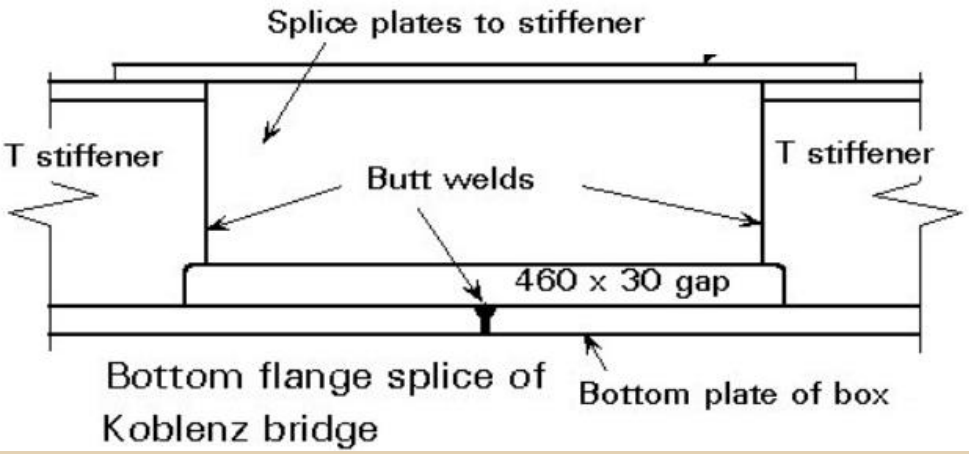


Local buckling of the column having the web spliced.

Welding deformations in the transverse splice of the bottom flange plate tend to produce out-of-plane deformations.



The free and unstiffened lower edge of the inserted T-profile (in the gap) was a weak part with respect to normal stress buckling.



Deformación fuera del plano generada por la soldadura a tope del ala inferior contribuyó a disminuir la capacidad a pandeo.

COLAPSO DEL PUENTE SOBRE EL RIO RIN

Lecciones aprendidas

- **La causa principal del colapso fue el pandeo local del ala inferior en la sección de empalme debido a tensiones de compresión durante el montaje.**
- **El diseño del empalme de los rigidizadores era claramente inadecuado. La esbeltez de la chapa en la sección critica se redujo abruptamente. Este hecho sumado a la inevitable deformación fuera del plano generada por la unión a tope, incrementó la debilidad de dicha sección contra el pandeo local.**
- **Inclusive los rigidizadores tipo T insertados en la sección de empalme poseían una resistencia al pandeo disminuida por poseer tres ejes libres, sin apoyo.**
- **Una sección debilitada contra el pandeo en un detalle particular como lo es un empalme, no es un error de diseño tan inusual. Otros colapsos catastróficos han ocurrido por causas similares.**
  - **Pandeos locales, fracturas por fatiga, secciones debilitadas por corrosión son fenómenos que se ven afectados, particularmente, por el incorrecto diseño de detalles constructivos en puentes de acero.**
  - **Una vez mas, la combinación de errores de diseño de detalles constructivos y una inadecuada evaluación estructural durante las etapas de construcción, condujeron a un colapso catastrófico.**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CASOS DE ESTUDIO

CASO N° 8

PUENTE I-35W MINNEAPOLIS.

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

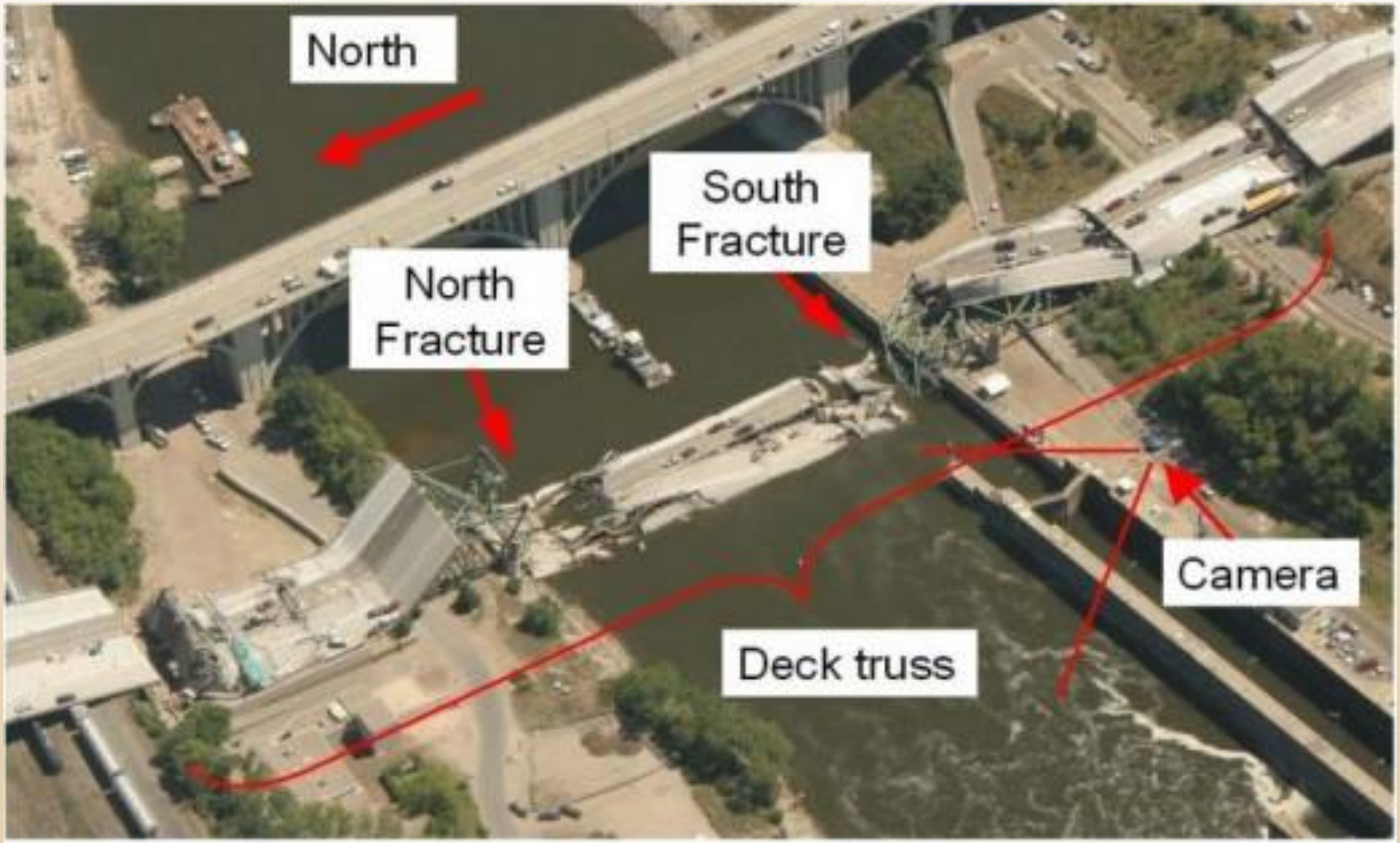


Figure 1. The collapsed deck truss portion of the I-35W bridge. www.engineeringcivil.com

El 1 de Agosto de 2007, el Puente de la vía interestatal I-35W Minneapolis, Minnesota, USA, colapsó en servicio.

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

Causas principales:

- **Errores de diseño.**
- **Instabilidad por desplazamiento lateral de una chapa nodal.**
- **Falta de redundancia estructural.**
- **Inadecuadas tareas de inspección y mantenimiento.**

Consecuencias:

- **13 personas muertas.**
- **145 personas heridas.**

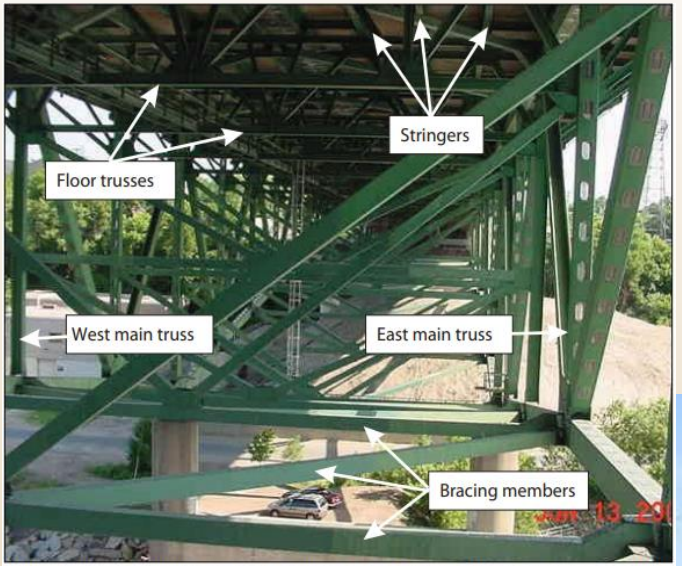


Figure 7. Interior structure of north portion of deck truss, looking north. (Source: URS Corporation)

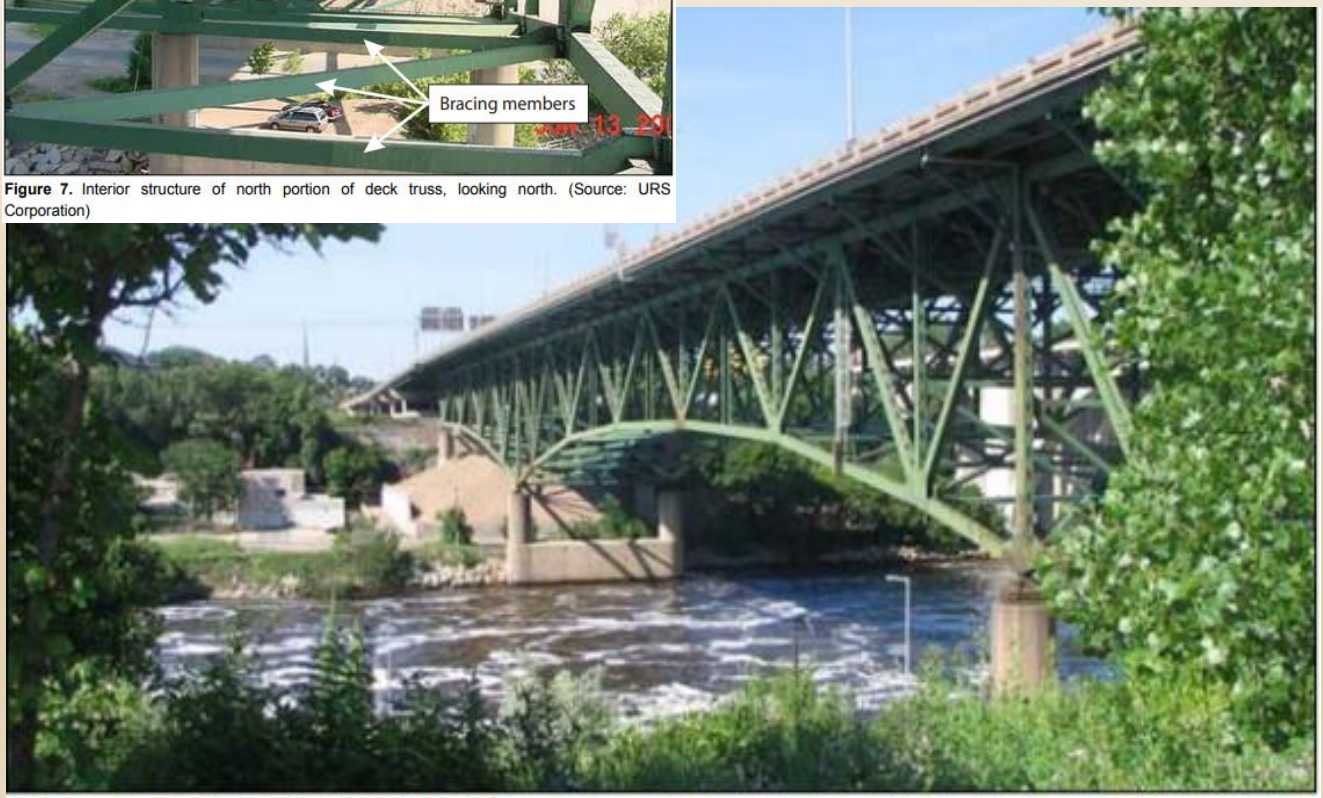
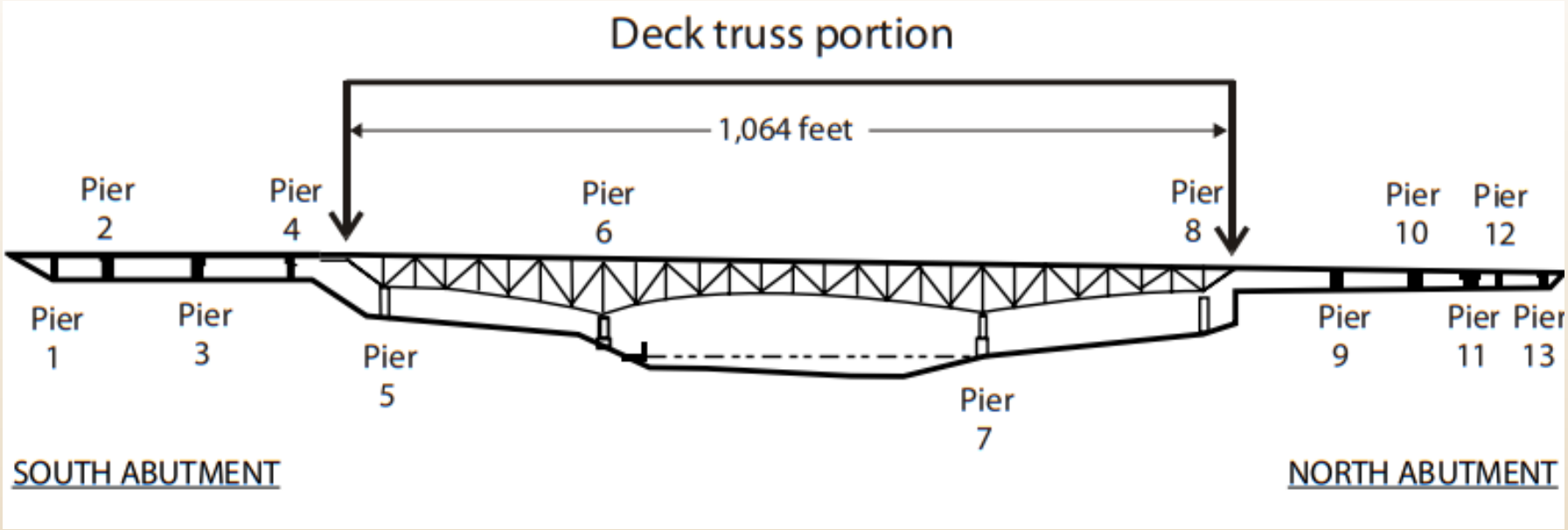


Figure 4. Center span of I-35W bridge, looking northeast. The center span is supported by pier 6 on the near (south) riverbank and pier 7 on the far (north) riverbank.

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS



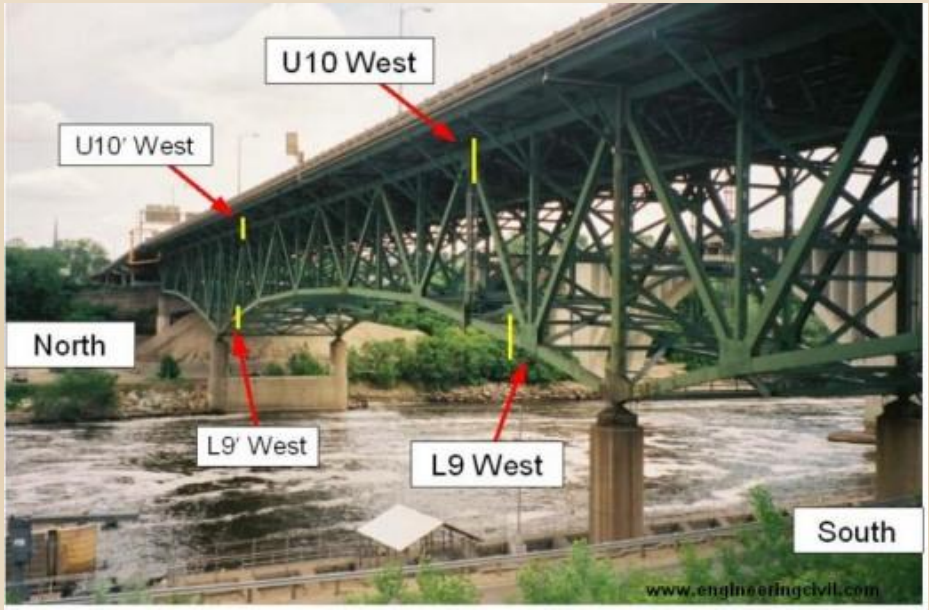


Figure 3. Identifying the L9, L9′, U10 and U10′ nodes on the west main truss. Short yellow lines mark the fractures that separated the west truss.

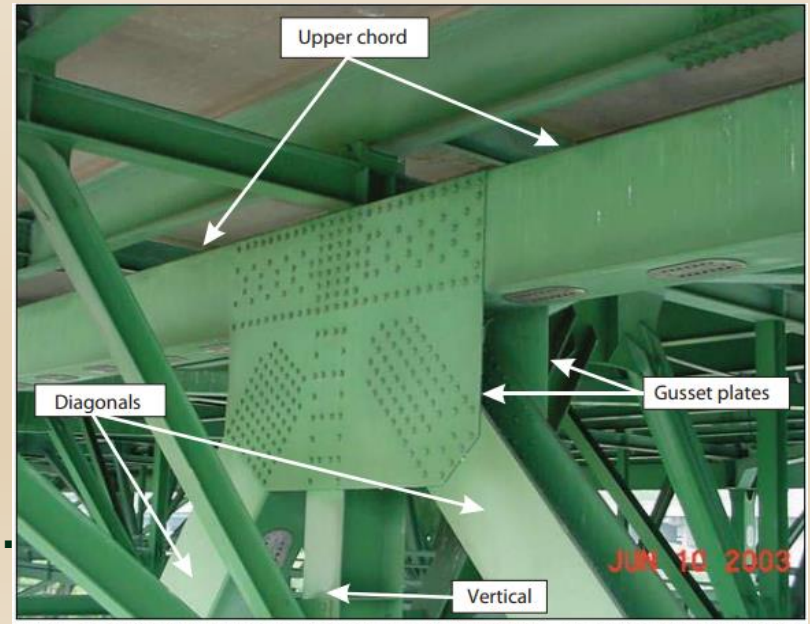


Figure 6. Typical five-member node (two upper chord members, one vertical member, and two diagonal members) on I-35W bridge. (Source: URS Corporation)

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

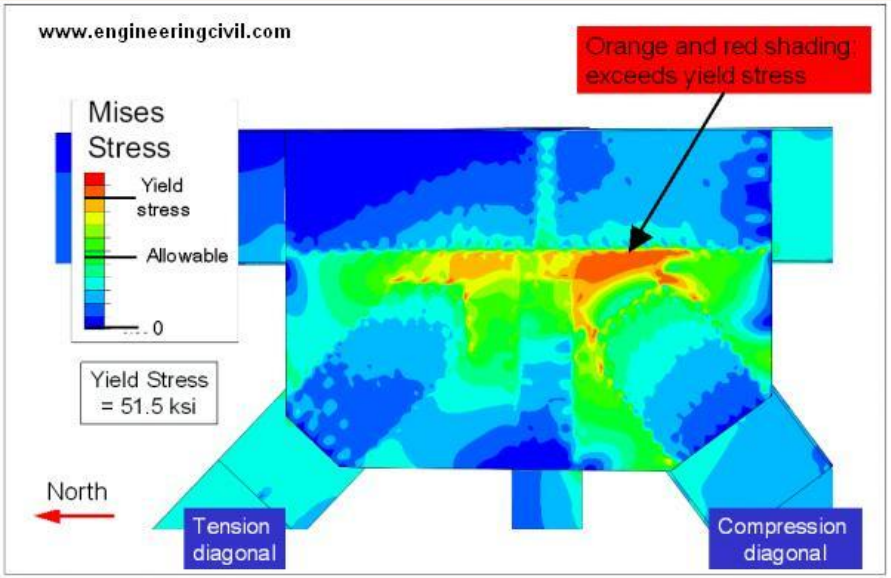


Figure 11. Mises stress contours under the dead load of the original 1967 bridge.

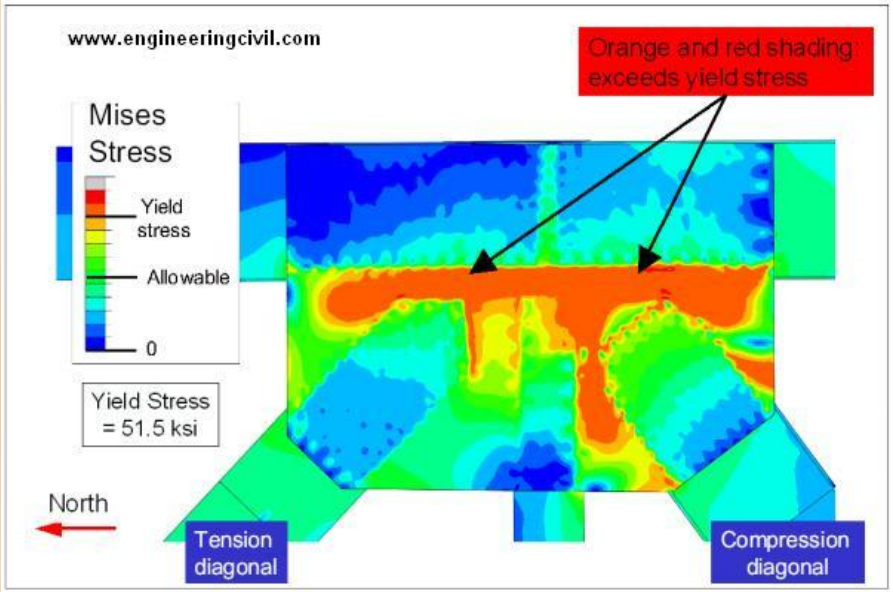


Figure 13. Mises stress contours under the estimated loads on the bridge at the time of the collapse.

Análisis por elementos finitos de la falla de la chapa nodal.

1- Cargas permanentes originales.

2- Cargas luego de las modificaciones de 1977 y 1998 (repavimentación).

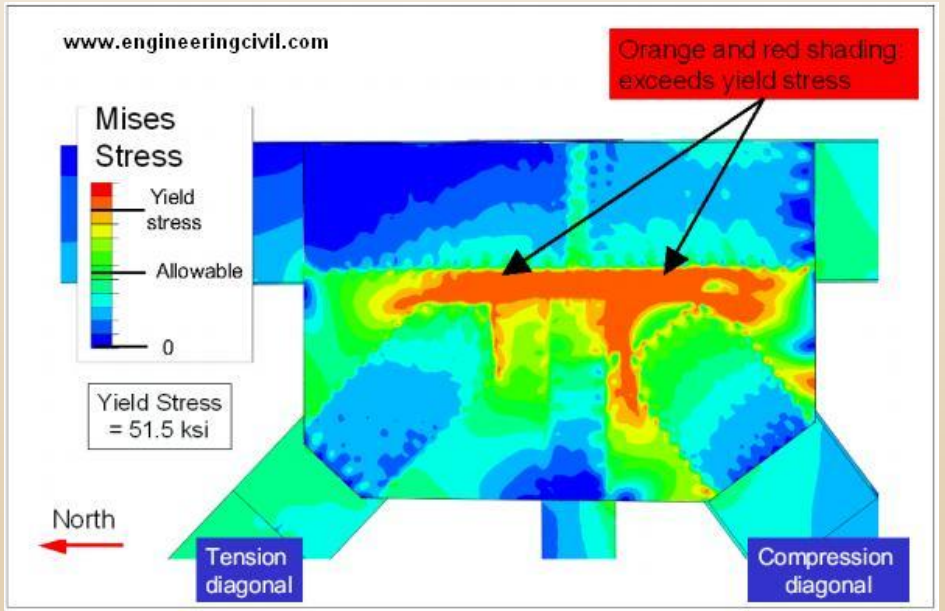


Figure 12. Mises stress contours after the 1977 and 1998 modifications.

3- Cargas estimadas al momento del colapso (cargas concentradas por tareas de mantenimiento).

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

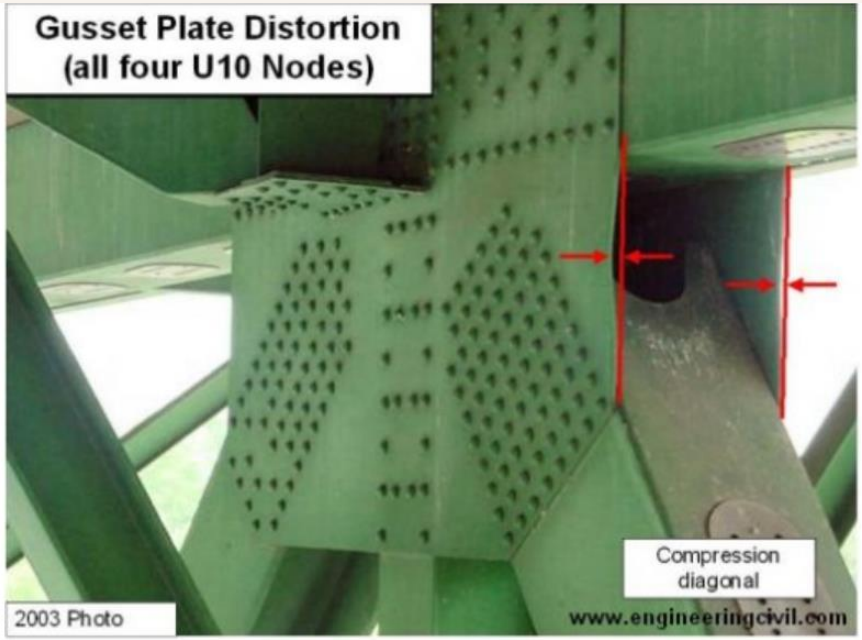


Figure 10. Gusset plate bowing distortion at one of the U10 nodes.

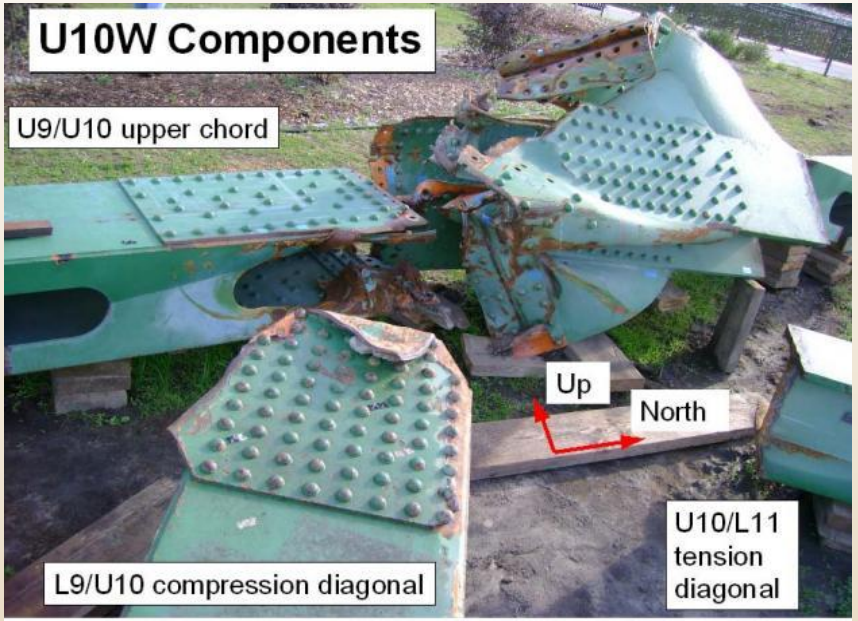


Figure 4. Reconstructed U10W components, looking at the east gusset plate.
www.engineeringcivil.com

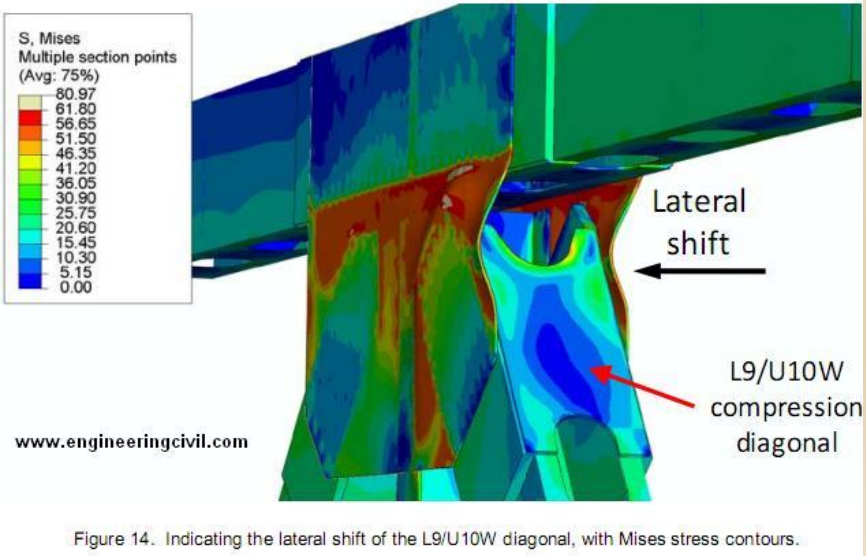


Figure 14. Indicating the lateral shift of the L9/U10W diagonal, with Mises stress contours.

Puede apreciarse en la foto superior izq., la deformación lateral de la chapa de nudo, detectada durante una inspección previa al colapso.

El análisis mediante elementos finitos demuestra, claramente, la deformación lateral de la chapa nodal.

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

Cargas concentradas de equipos y agregados por tareas de mantenimiento, el día del colapso.

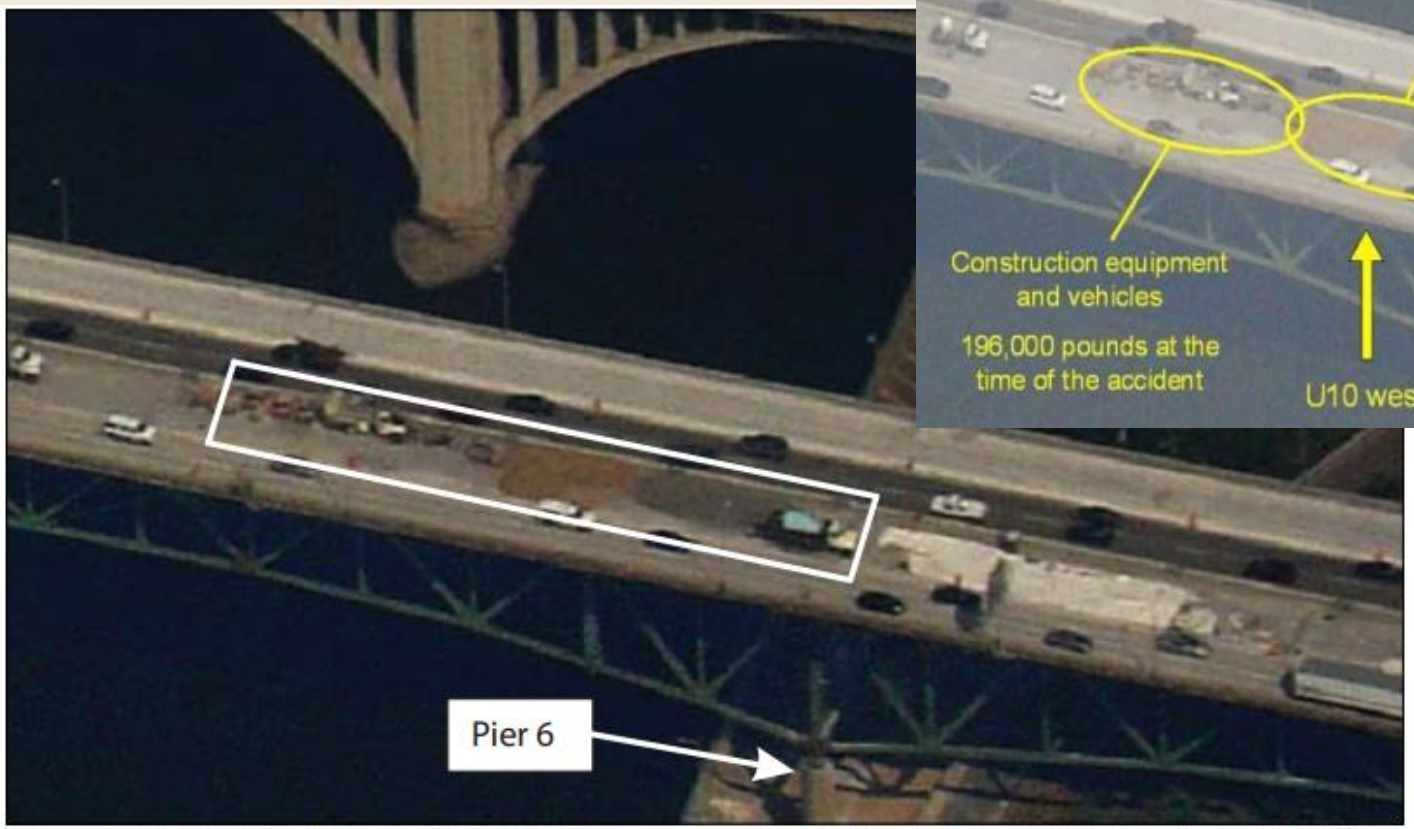
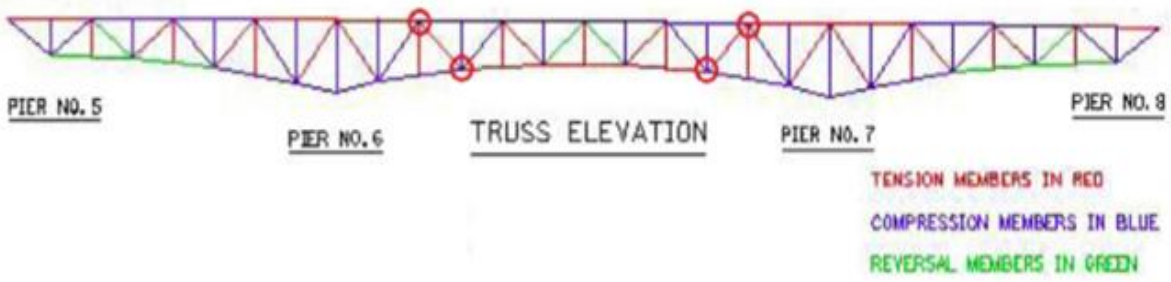


Figure 16. Construction equipment and aggregates (indicated by white box) stockpiled on southbound lanes of bridge about 2 hours 15 minutes before collapse. (This figure is an enlargement of a section of a photograph taken by a passenger in a commercial airliner departing Minneapolis/ St. Paul International Airport.)

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

Failure in Structural Steels and Overview of I-35W Bridge Collapse

Jack Przywara, University of Notre Dame
Advisor: Dr. Kapil Khandelwal, University of Notre Dame



Conclusions Drawn from Collapse

In the initial stages of the collapse, the center span of the bridge fractured and broke off from the rest of the deck truss structure. The deck truss portion as a whole separated into three large sections, with the center span falling into the river and parts falling onto land north and south of the river. After studying video and physical evidence, investigators concluded that breaks in the center span first occurred just north of pier 6 (see figure 4). Shortly after this, breaks occurred in the center span just south of pier 7. These two critical failures caused an entire collapse of the center span of the bridge, which in turn caused a total system collapse of the rest of the bridge.

Secuencia del colapso. La primer falla ocurrió en una chapa nodal superior, en compresión, de nodo contiguo a la pila 6.

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

In the fracture area just north of pier 6, it was found that all four of the gusset plates at a node were fractured due to fatigue cracking and overload. This eventually led to a cleavage fracture. The fracture pattern from one of the gusset plates is shown in figure 7. Upon fracture, two diagonal members and two upper chord horizontal members separated from the rest of the members at the node location. The loss of structural support due to this separation caused structural deformation to begin in the deck truss south of this location. This led to a chain-reaction of overloading by either compression or tension, thus causing several structural members to fracture as well.

Fisuración por fatiga fue, también, encontrada en chapas nodales.

The National Transportation Safety Board (NTSB) concluded that the initial event causing the collapse was a lateral shifting instability of the upper end of a diagonal member in the southern portion of the center span. Another conclusion reached was that the failed gusset plates where the collapse initiated were inadequate to support the structure as the bridge was originally designed, let alone modifications and renovations that were made. This inadequacy was attributed to an error by the design firm that was not caught by government inspectors and other forms of design checks, even though they had several opportunities. NTSB also concluded that the total collapse of the deck truss was likely once the gusset plates failed since the deck truss portion was designed to be "non-load-path-redundant."[39]

NTSB: Deformación lateral inestable de chapa nodal. Diseño incorrecto del espesor de la chapa nodal. Inexistencia de trayectoria redundante de cargas (redistrib.).

COLAPSO DEL PUENTE I-35W MINNIAPOLIS

Lecciones aprendidas

- La causa principal del colapso fue la inestabilidad por deformación lateral de una chapa nodal debido al incorrecto diseño de su espesor.
- Nodos y uniones son calificadas como elementos de fractura crítica independientemente de que sean zonas o uniones de compresión.
- Hechos adicionales ocurrieron durante la vida útil de servicio (repavimientación) y particularmente en el día del colapso (cargas concentradas) que contribuyeron a la falla, pero la causa principal del colapso fue el inapropiado diseño del espesor de dicha chapa nodal.
- Falta de redundancia estructural. Falta de trayectoria alternativa o redistribución de cargas.
- Falla en la revisión de ingeniería por parte de terceros.
- Inadecuadas tareas de inspección y mantenimiento. Inadecuada atención a las distorsiones o abombamientos de chapas nodales durante inspecciones.
- Si bien no fue la causa del colapso, se detectaron muchas fisuras por fatiga durante los trabajos de inspección, previo al colapso.

- La redundancia estructural (caminos alternativos de cargas, elementos múltiples, hiperestaticidad), es un criterio esencial de diseño.
- En general, nudos y uniones son elementos de fractura crítica por lo que deben ser especialmente inspeccionados durante la vida útil de un puente.

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

CONCLUSIONES SOBRE LAS LECCIOINES APRENDIDAS

- **Del análisis de estos y otros colapsos y fallas estructurales ocurridos a lo largo de la historia y alrededor de todo el mundo, pueden sacarse algunas conclusiones generales y de cierta sistematicidad:**
  - **Las causas de las fallas estructurales suelen poseer un motivo preponderante pero en general no único, existiendo factores concomitantes que llevan, en su acción conjunta, a que una estructura falle, en tanto que ante la ausencia de uno de ellos probablemente la estructura no hubiese fallado.**
  - **Problemas de comunicación entre las partes que conforman el equipo de diseño, construcción y revisión, fundamentalmente en tareas cuyas responsabilidades no se encuentran concretamente determinadas y/o claras (“tierras de nadie”).**
  - **Problemas en los métodos de montaje con acciones temporales, sin un análisis estructural profundo. Asimismo, en estructuras auxiliares de construcción (p. ej. andamios, torres de montaje, apuntalamientos, etc.).**

INGENIERÍA ESTRUCTURAL FORENSE

- **Falla en lo planes de control de calidad y revisión por parte de terceros independientes.**
- **Errores en el diseño de detalles constructivos, los cuales poseen una fundamental preponderancia en la confiabilidad estructural durante la vida de servicio de una estructura e inclusive durante su construcción.**
- **Falta de redundancia estructural, es un factor crucial y recurrente en los fallos y colapsos ocurridos.**
- **Inadecuados o inexistentes procesos de inspección y mantenimiento.**

Finalmente, el análisis y compresión de las causas de fallas estructurales deja enseñanzas invaluables que permiten la mejor compresión del comportamiento de las estructuras y con ello posibilitan el desarrollo y mejoras en los reglamentos y "reglas del arte", relacionados con las tareas de diseño, construcción y mantenimiento de estructuras.

GRACIAS

Estudio
Estructural
Polimeni
Pérez s.a.