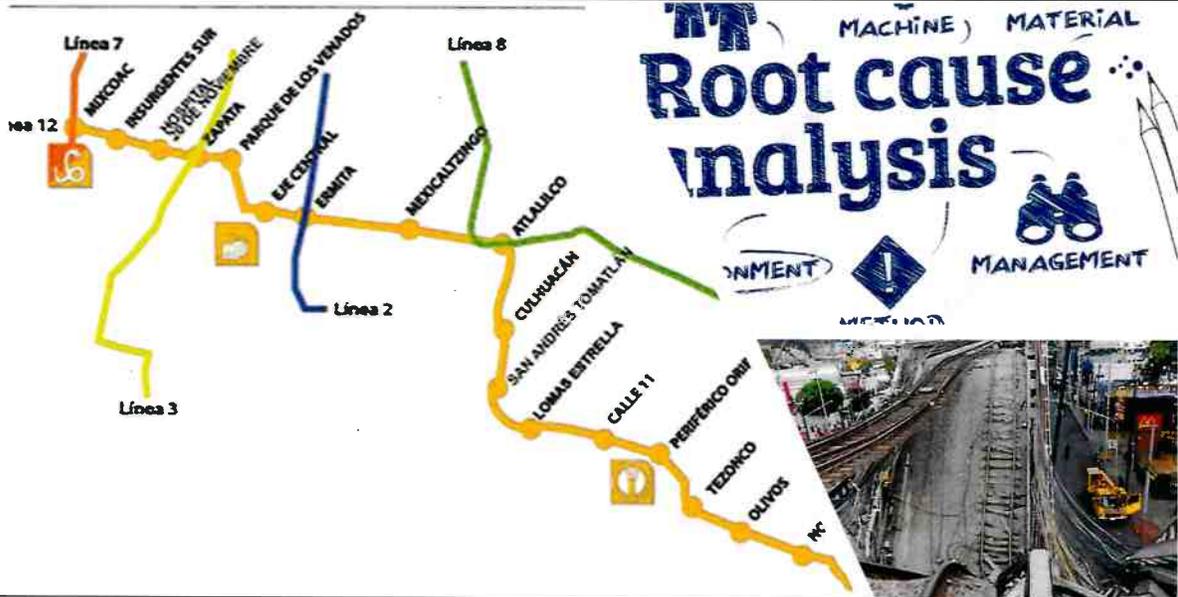


DICTAMEN TÉCNICO DEL INCIDENTE OCURRIDO EN LA LÍNEA 12, EN EL TRAMO ELEVADO ENTRE LAS ESTACIONES OLIVOS Y TEZONCO, ENTRE LAS COLUMNAS 12 Y 13, Y ANÁLISIS DE CAUSA-RAÍZ

Dictamen Final – Fase II

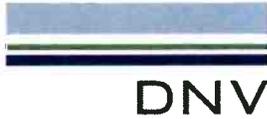
CLIENTE: Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil de la Ciudad de México

Reporte No.: T1148816-2021-SGIRPC-ACR-DF-L12 REV. 0



Rev.	Descripción	Fecha	Cargo	Nombre	Firma
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Project Sponsor	Eckhard Hinrichsen	
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Gerente de Proyecto	Milagro González	
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Coordinador de Proyecto	Enone Cao	

~~W. A. S.~~ S. A.



DICTAMEN TÉCNICO DEL INCIDENTE OCURRIDO EN LA LÍNEA 12, EN EL TRAMO ELEVADO ENTRE LAS ESTACIONES OLIVOS Y TÉZONCO, ENTRE LAS COLUMNAS 12 Y 13, Y ANÁLISIS DE CAUSA-RAÍZ

Dictamen Final – Fase II

CLIENTE: Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil de la Ciudad de México

Reporte No.: T1148816-2021-SGIRPC-ACR-DF-L12 REV. 0

Rev.	Descripción	Fecha	Cargo	Nombre	Firma
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Project Sponsor	Eckhard Hinrichsen	
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Gerente de Proyecto	Milagro González	
0	Dictamen Final	Sept 06, 2021	Coordinador de Proyecto	Enone Cao	



Nombre del Proyecto: DICTAMEN TÉCNICO DEL INCIDENTE OCURRIDO EN LA LÍNEA 12, EN EL TRAMO ELEVADO ENTRE LAS ESTACIONES OLIVOS Y TEZONCO, ENTRE LAS COLUMNAS 12 Y 13, Y ANÁLISIS DE CAUSA-RAÍZ

Cliente: Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil

DNV Energy Systems Mexico S. de R.L. de C.V.
Av. Insurgentes Sur 859-Piso 7,
Nápoles, Benito Juárez, 03810
Ciudad de México, CDMX, México
Tel: +52 55 8526 8900
www.dnv.com

Fecha de Emisión: Septiembre 6, 2021

No. de Proyecto: T1148816

Unidad de Organización: Investigación de Incidentes

Reporte No.: T1148816-2021-SGIRPC-ACR-DF-L12 REV. 0

Objetivo:

Por favor refiérase al Resumen Ejecutivo.

Preparado por

David M. Norfleet, Ph.D., P.E.
Jefe de Departamento – Laboratorios y Pruebas

Verificado por

John A. Beavers, Ph.D., FNACE
Ingeniero Principal Senior, Vicepresidente

Aprobado por

Eckhard Hinrichsen
Country Manager DNV

Jorge Aldegunde
Gerente Técnico Global de Ferrocarriles

Eric Ntambakwa PE, GE
Ingeniero Geotécnico Principal

Matthew Rogers PE, GE
Ingeniero Geotécnico Principal

Nicolas Peralta Ph.D., P.E.
Ingeniero Estructural Senior

Thomas Jahnke Dipl.-Ing.
Ingeniero Estructural Senior Principal

Copyright © DNV 2021. Todos los derechos reservados. Excepto cuando se acuerde por escrito: (i) Esta publicación o sus partes no pueden ser copiadas, reproducidas o transmitidas en ninguna forma, o por ningún medio, sea digital o de otro tipo; (ii) El cliente deberá mantener la confidencialidad del contenido de esta publicación; (iii) Ningún tercero podrá basarse en su contenido; y (iv) DNV no asume deber legal de cuidado respecto a ningún tercero. Se prohíbe la referencia a partes de esta publicación que conlleve a su mala interpretación.

Distribución en DNV:

- ABIERTO. Distribución sin restricción, interna y externa.
- INTERNO solamente. Documento Interno de DNV.
- CONFIDENCIAL. Distribución dentro de DNV conforme al contrato aplicable.
- SECRETO. Sólo acceso autorizado.

Palabras Clave:

[Keywords]



Resumen Ejecutivo

DNV GL México, S. de R.L. de C.V. ahora DNV Energy Systems México S. de R.L. de C.V. (DNV) fue contratado por la Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil (SGIRPC) del Gobierno de la Ciudad de México (GCM) para realizar un análisis de causas inmediatas (Fase 2) y un análisis de causas de raíz (Fase 3) del incidente en la Línea 12. El nombre oficial del proyecto es **"SERVICIO DE DICTAMEN TÉCNICO DEL SINIESTRO OCURRIDO EN LA LÍNEA 12, EN EL TRAMO ELEVADO ENTRE LAS ESTACIONES OLIVOS Y TEZONCO, ENTRE LAS COLUMNAS 12 Y 13, Y ANÁLISIS DE CAUSA-RAÍZ"**. El incidente en la Línea 12 ocurrió el 3 de mayo de 2021. Aproximadamente a las 22:11 hora local, un tramo de la sección elevada de la Línea 12 entre las estaciones de Olivos y San Lorenzo Tezonco colapsó entre las Columna 12 y 13. El objetivo de la Fase 2 fue determinar la causa inmediata (mecanismo de falla) que causó el colapso e identificar cualesquiera de los factores contribuyentes. El análisis de causa de raíz (RCA por sus siglas en inglés) de la Fase 3 determinará los controles, sistemas, prácticas y procedimientos (es decir, las barreras) que fallaron al prevenir que ocurrieran los mecanismos de falla. Los resultados de la Fase 3 se emitirán en un reporte independiente.

Los hallazgos y conclusiones presentados en este reporte se basan en los datos e información recibida o adquirida en el momento de su emisión. DNV se reserva el derecho de modificar o complementar dichos hallazgos y conclusiones en caso de que surja nueva información.

En virtud de lo anterior, personal de DNV se movilizó al sitio del incidente para inspeccionar y documentar fotográficamente la escena. Lo anterior incluyó la inspección visual de los elementos estructurales de acero, elementos estructurales de concreto, sistema de rieles, y vagones. La investigación en el sitio incorporó diversas visitas al sitio por parte de varios expertos en la materia, incluyendo las áreas de mecánica/estructural, metalúrgica, concreto, civil y ferroviaria. DNV revisó las imágenes históricas, videos, construcción y documentos geotécnicos para determinar si había áreas de interés o condiciones que pudieran integrar elementos a la ubicación o mecanismo de la falla primaria.

DNV obtuvo muestras de los elementos de concreto para que se realizaran pruebas de laboratorio que incluyeron escaneo petrográfico, peso de la unidad, resistencia a la compresión y pruebas de módulo elástico. Se identificaron cinco (5) ubicaciones en las estructuras de acero que contenían fracturas como áreas de interés para el análisis fractográfico, análisis metalúrgico y prueba de dureza. Dichas ubicaciones incluyeron: una fractura en el cordón superior del marco transversal central, una fractura en el patín inferior de la Viga T-6, una fractura en la soldadura entre el alma y el patín inferior de la Viga Sur, y dos ubicaciones en las que se fracturó la soldadura entre el perno y el patín superior (una en la Viga Sur y una en la Viga T-6).

Se tomaron muestras de las Vigas Norte, Sur y T-6 en ubicaciones adyacentes al tramo central del colapso para realizar análisis químicos y pruebas mecánicas, que incluyeron pruebas de tensión y pruebas de impacto Charpy con entalle en V (CVN). Se realizaron pruebas en los patines superior e inferior, almas, y refuerzos transversales (verticales) y longitudinales.

DNV desarrolló una serie de modelos computacionales para simular el comportamiento del tramo elevado. Los análisis empleados establecieron los principios de ingeniería y los procedimientos para estimar las tensiones en el componente estructural y el comportamiento del sistema. Los análisis de tensión se basaron en la descripción geométrica del tramo elevado, en las observaciones del sitio, se midieron las propiedades del material, los procesos de construcción y los estimados de la operación y las condiciones de carga extrema.



Los resultados de los análisis indicaron que el colapso ocurrió como resultado del pandeo de las Vigas Norte y Sur facilitada por la falta de pernos funcionales en una longitud significativa lo que causó que parte del tramo elevado perdiera su estructura compuesta. Como resultado, la estructura compuesta estaba operando como dos vigas paralelas independientes, una viga de concreto y una viga de acero, que experimentaron condiciones de carga para las que no estaban diseñadas. Lo anterior creó condiciones que llevaron a la distorsión del marco transversal central y la iniciación y propagación de grietas de fatiga que redujeron aún más la capacidad de la estructura para soportar la carga.

Los factores que contribuyeron a la falta de funcionalidad en los pernos incluyen pernos con soldaduras deficientes, pernos faltantes, y pernos mal colocados. Los posibles factores que contribuyeron al colapso incluyen deficiencias en las propiedades mecánicas de las vigas y en el diseño del marco transversal que no cumplió con los estándares de diseño AASHTO aplicables.¹

DNV desarrolló modelos computacionales del tramo elevado para evaluar el comportamiento estructural contra casos y escenarios de carga requeridos por los códigos de la industria, al igual que para evaluar las condiciones as-built para determinar la secuencia de eventos que llevaron al colapso, y evaluar la importancia de los posibles factores contribuyentes. Para estos análisis, DNV usó el paquete ANSYS de Análisis de Elementos Finitos. Resultados adicionales se presentarán en el reporte RCA de la Fase 3. El reporte RCA evaluará completamente los potenciales factores contribuyentes, identificará las barreras que faltaron, fallaron o fueron inefectivas para evitar la pérdida de la estructura compuesta, y determinará las correspondientes causas de raíz asociadas con dichas barreras.

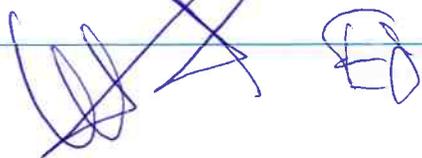
Se desarrollaron tres diferentes escenarios de análisis de estabilidad del tramo elevado (referirse a la sección 4.3.6): Escenario 1 – donde todos los pernos están intactos, Escenario 2 –en donde todos los pernos fallan, Escenario 3 – en donde 10 metros de pernos fueron removidos del tramo medio. En los dos últimos, se identifican como resultado modos de pandeo lateral de las vigas principales y el pandeo torsional lateral de la Viga Sur.

Así mismo, como parte del análisis estructural se determinó que las grietas por fatiga observadas son una consecuencia del desplazamiento vertical de las vigas (grieta por fatiga en el marco transversal) o surgieron después de cambios significativos en el estado de tensión local (grieta por fatiga en T-6), cada una de las cuales pueden ser atribuibles a una pérdida de acción compuesta. Por lo tanto, las grietas por fatiga observadas no son la causa principal de la falla, pero podrían definirse como secundarias debido a la falta de acción compuesta debido al fallo/falta o colocación incorrecta de los pernos sobre la sección media de las vigas fallidas.

¹ Se usaron refuerzos transversales (verticales) como placas de conexión para los marcos transversales. "Si se usan reforzadores como placas de conexión para diafragmas o marcos transversales, deberán unirse a los dos patines". Los reforzadores transversales sólo se soldaron al patín superior y no al inferior. "Cuando no se cumplen las prácticas detalladas apropiadas, ocurren grietas de fatiga debido a que se producen esfuerzos normalmente no calculados en el proceso de diseño. Este tipo de grieta de fatiga se llama fatiga inducida por distorsión. La fatiga inducida por distorsión ocurre con frecuencia en el alma cerca de un patín en una placa de conexión soldada con un marco transversal en el que no se ha proporcionado un trayecto rígido de carga para que transmita adecuadamente la fuerza en el miembro transversal del alma al patín."
121

A continuación, se muestra un resumen de hallazgos y observaciones adicionales:

- Los componentes de la vía y las instalaciones que se encuentran al lado de la vía (balasto, durmientes, fijaciones, rieles, interruptores, uniones, cableado y ductos, línea aérea, etc.) se encontraban en buenas condiciones generales. No hubo evidencia de que cualquiera de los componentes inspeccionados o instalaciones contribuyeran con la falla.
- Se identificó una grieta de fatiga de 8.9 cm en el patín inferior de la Viga T-6 en la ubicación que la une con la Viga Norte. La grieta se inició en la punta de la soldadura de filete que une el patín inferior de la Viga T-6 y el alma.
- Se identificó una grieta de fatiga, correspondiente a aproximadamente el 72% del área transversal del cordón superior, en el lado norte del marco transversal central. La grieta inició desde la punta(s) de la soldadura(s) de filete que unen al cordón superior con el reforzamiento vertical.
- La calidad y desempeño (pruebas de tensión y flexibilidad) de las soldaduras de los pernos que se inspeccionaron y probaron no cumplieron con los requerimientos de AWS D1.1. /3/ /4/ Los ferrules que se usaron para retener la soldadura fundida seguían presentes alrededor de los pernos, impidiendo que se pudieran realizar revisiones de calidad que podrían haberse realizado durante la construcción. De conformidad con AWS D1.1, debe realizarse una inspección visual en el 100% de las soldaduras de los pernos (Sección 7.8.1) y "los destellos de la soldadura de 360 grados alrededor del perno deben ser visibles".
- Se observaron prácticas de soldadura deficientes, específicamente las relacionadas con el uso de barras de acero como material de relleno de la soldadura.
- La deformación se identificó primero en el reforzamiento longitudinal de la Viga Norte en Enero de 2017, lo que indica que la estructura ya se encontraba en una condición comprometida antes del terremoto de Puebla de 2017, y no como consecuencia del terremoto. Esto es consistente con los resultados del análisis de respuesta estructural al terremoto de la Sección 4.3.2 que indican que la carga de operación de trenes en movimiento es más severa en amplitud y ciclos que la que ejerció el terremoto. Estas deformaciones no eran detectable en una inspección visual simple.
- Se identificó deflexión descendente significativa a partir de una inspección en video realizada por drones en diciembre de 2019. La Viga Norte y la Viga T-6 mostraron la deflexión mayor. La deflexión vertical estimada de la Viga Norte fue mayor a 7.62 cm; que es el espesor del patín inferior de la subviga T-7. Esta deflexión no era detectable en una inspección visual simple.
- Se identificó una progresión en la mancha de humedad, eflorescencia y separación de la unión del concreto precolado en el marco transversal central entre 2015 y 2019, indicando que el agua se estaba acumulando en esta ubicación y que estaba encontrando rutas de salida (por ejemplo, a través de las grietas) desde la parte superior hasta el fondo de la cubierta.
- La sección transversal geológica del segmento Olivos – San Lorenzo Tezonco indica que el sitio del incidente está ubicado en una zona de transición con base rocosa relativamente poco profunda cerca de la estación de los Olivos y que va incrementando el espesor del suelo sobre la base rocosa conforme avanza hacia la estación San Lorenzo Tezonco. Los sistemas de cimentación del segmento parecen ser apropiados para las condiciones de la subsuperficie y las condiciones geológicas no parecen haber sido un factor contribuyente a la falla.



- Se identificaron daños por impacto que se rellenaron con concreto y que son consistentes con los causados con un martillo neumático, en las superficies superiores de los patines. Esto indica que los orificios que se usaron para tener acceso a las vigas de acero para soldar los pernos se hicieron después de que se colocaron las losas de concreto precolado sobre la parte superior de las vigas de acero.
- Excepto por la sección transversal de pernos de la Viga T-6, todos los pernos examinados fallaron a través del alma. Los pernos examinados de la Viga T-6 mostraron diversas grietas que atravesaron el alma, HAZ, y metal de pernos, y son probablemente atribuibles a la fatiga.
- Se detectaron deficiencias en comparación con el criterio de diseño en todas las porciones de las estructuras de concreto que se probaron. Aunque los valores promedio cumplieron los criterios de diseño para resistencia a la compresión, varias muestras de la columna, paneles precolados y losas coladas en el sitio cayeron por debajo de los criterios mínimos especificados en las Normas Técnicas Complementarias Oficiales de la Ciudad de México 2004 /27/. Todas las pruebas al concreto del cabezal cumplieron con los criterios de diseño y con los criterios estadísticos también especificado en /27/.
- Todas las muestras de acero de reforzamiento que se probaron como parte de la investigación post-incidente de DNV cumplieron con los criterios de diseño indicados en los cálculos de diseño, ilustraciones y especificaciones.
- El límite elástico promedio para las muestras que se retiraron del patín superior de la subviga T-1 (Viga Sur), 330 MPa, no cumplieron con el requerimiento Grado 50 de ASTM A572 de 345 MPa.
- El límite elástico promedio para las muestras que se tomaron de los patines inferiores de la subviga T-7 (Viga Norte) y Viga T-6, 335.5 MPa y 311 MPa, respectivamente, no cumplen con el requerimiento de Grado 50 de ASTM A572 de 345 MPa.

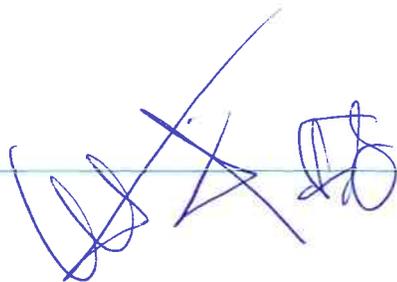




Tabla de Contenido

1.0	ANTECEDENTES	22
1.1	Incidente del 3 de mayo de 2021	22
1.2	Detalles del Convoy	28
2.0	ALCANCE DEL TRABAJO	31
2.1	Estándares y Procedimientos	32
3.0	RESULTADOS.....	33
3.1	Investigación In Situ	33
3.1.1	Observaciones sobre los Sistemas de Rieles	33
3.1.1.1	Lugar del Incidente	33
3.1.1.2	Almacén Tláhuac	36
3.1.2	Observaciones Estructurales y Geotécnicas	39
3.2	Historial de Imágenes y Escaneos	70
3.3	Revisión Geotécnica	83
3.3.1	Evaluaciones Históricas.....	86
3.3.1.1	Condiciones de la Subsuperficie Olivos – San Lorenzo Tezonco	86
3.3.2	Detalles de los Cimientos	88
3.3.2.1	Cimiento de Poca Profundidad	88
3.3.2.2	Cimentación Profunda	89
3.4	Ensayos Destructivos	89
3.4.1	Fractografía.....	90
3.4.2	Metalografía	104
3.4.3	Pruebas Mecánicas	114
3.4.3.1	Concreto.....	114
3.4.3.2	Acero de reforzamiento.....	116
3.4.3.3	Vigas y Marcos transversales	116
3.4.3.4	Pernos.....	121
3.4.4	Análisis Químico	140
4.0	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	143
4.1	Códigos Aplicables	143
4.2	Información que se Ingresó al Modelo.....	143
4.2.1	Condiciones de Geometría y Límites.....	143
4.2.1.1	Columnas de Concreto	144
4.2.1.2	Cabezales de Concreto	144

4.2.1.3	Vigas de Acero.....	145
4.2.1.4	Marcos transversales intermedios	147
4.2.1.5	Elemento Colector del Diafragma	147
4.2.2	Propiedades Físicas de los Materiales Estructurales	148
4.2.2.1	Componentes de Concreto	148
4.2.2.2	Pernos	148
4.2.2.3	Elementos de Acero.....	149
4.2.3	Elementos geotécnicos.....	149
4.2.3.1	Resortes del Suelo.....	149
4.2.4	Casos y patrones de carga	149
4.2.4.1	Peso muerto.....	149
4.2.4.2	Cargas vivas	150
4.2.4.3	Carga Sísmica	152
4.3	Modelo Estructural	154
4.3.1	Evaluación Primaria del tramo elevado de acuerdo a diseño	154
4.3.1.1	Dimensión General y Requerimientos Detallados	154
4.3.1.2	Consideraciones de estado límite.....	155
4.3.2	Respuesta Estructural al Terremoto Puebla-Morelos de 2017.....	155
4.3.3	Análisis de Tensión del tramo elevado Sujeto a la Operación Normal (Escenario 1).....	161
4.3.4	Análisis de Tensión del tramo elevado con todos los Pernos Fallidos (Escenario 2).....	163
4.3.5	Análisis de Tensión del tramo elevado con 10 Metros de Pernos Fallidos (Escenario 3).....	165
4.3.6	Análisis de Estabilidad del tramo elevado	167
4.3.6.1	Limitaciones del Análisis de Estabilidad Presentado	170
4.4	Conclusiones del Análisis Estructural.....	170
5.0	CONCLUSIONES	172
6.0	REFERENCIAS	175

Lista de Tablas

Tabla 1.	Resumen de observaciones que pertenecen a los miembros estructurales de acero.	43
Tabla 2.	Designaciones Geotécnicas y de Zona Sísmica del Sitio del Incidente. /10/	86
Tabla 3.	Perfil de diseño de la subsuperficie en el sitio del incidente (Zona I).....	87
Tabla 4.	Perfil de subsuperficie de la Perforación SD-04.	87
Tabla 5.	Propiedades de diseño del suelo en el sitio del incidente /10//11//12//	88
Tabla 6.	Detalles de la Cimentación Poco Profunda en la Estación 10+242.378.	88
Tabla 7.	Detalles de la Cimentación Profunda en la Estación 10+272.379.	89
Tabla 8.	Resumen de los resultados de las pruebas al concreto posteriores al incidente comparados contra los criterios de diseño que se determinaron a partir de la revisión de los cálculos de diseño y de los planos as-built.	115
Tabla 9.	Resumen de los Resultados de las Pruebas de Tensión en el Acero de Refuerzo.....	116
Tabla 10.	Resultados de la prueba de tensión realizada en especímenes tomados de la viga T-1 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572.....	118
Tabla 11.	Resultados de las pruebas de tensión realizada en especímenes tomados de las vigas T-7 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572	118
Tabla 12.	Resultados de las pruebas de tensión realizadas en especímenes tomados de la viga T6 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572	118
Tabla 13.	Resultados de pruebas de impacto Charpy con entalle en V realizadas en especímenes tomados de las almas de las vigas T1, T7, y T6 en la ubicación de la falla. Las pruebas se realizaron a 20°C.....	118
Tabla 14.	Resultados de la prueba de dureza realizada en las secciones transversales metalográficas de los montajes MIPN 8-1 M1 y MIPN 10-2-1 M2, en comparación con la tensión de rotura(UTS) aproximada convertida a partir de las mediciones y de conformidad con ASTM A370. Las ubicaciones de las ranuras se muestran en la Figura 90 y en la Figura 91.....	119
Tabla 15.	Resultados de la prueba de dureza realizada en las secciones transversales metalográficas de los pernos AM5 y AM6, en comparación con los valores aproximados de tensión de rotura(UTS) convertidos a partir de las mediciones y de conformidad con ASTM A370. Las ubicaciones y valores de las ranuras se muestran en la Figura 105 y en la Figura 107.	123



Tabla 16.	Resultados de los análisis de composición química realizados sobre las muestras que se tomaron de la Viga T-6 en la ubicación de la falla comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 Tipo 1 que se establecen en ASTM A572.....	140
Tabla 17.	Resultados de los análisis de composición química realizados a las muestras tomadas de la Subviga T-1 en la ubicación de la falla comparados con la especificación en ASTM A572 – Acero Grado 50 Tipo 1.....	141
Tabla 18.	Resultados de los análisis de composición química realizados a las muestras tomadas de la Subviga T-7 en la ubicación de la falla comparados con la especificación en ASTM A572 – Acero Grado 50 Tipo 1.....	142
Tabla 19.	Propiedades físicas utilizadas para el modelado del concreto.....	148
Tabla 20.	Resumen de estimados de cargas muertas de diferentes fuentes (excluyendo cabezales y columnas).....	149
Tabla 21.	Resumen de la Estación de Registro Sismológico.....	152
Tabla 22.	Factores de utilización para los elementos estructurales críticos bajo condiciones normales de servicio.....	161
Tabla 23.	Factores de utilización para elementos estructurales críticos de acero bajo condiciones normales de servicio con el 100% de los pernos fallidos.....	163
Tabla 24.	Factores de utilización para condiciones normales de servicio en un puente con 33% de pernos fallidos.....	165

Lista de Figuras

Figura 1.	Mapa del sistema de la L12 (la Línea Dorada), que opera al sur y al sureste de la Ciudad de México, México. El Incidente de la Línea 12 ocurrió entre las estaciones de San Lorenzo Tezonco y Olivos (cuadro punteado en rojo). La escala está en kilómetros.	23
Figura 2.	Fotografía que muestra la ubicación del Incidente en la Línea 12 en relación con la Estaciones San Lorenzo Tezonco y Olivos; consulte en la Figura 1 la ubicación. La escala se encuentra en metros.	24
Figura 3.	Imagen de Google Earth que muestra la ubicación de la falla, compuesta de las Secciones Este y Oeste que colapsaron en la L12 entre las Columnas 12 y 13, en comparación con el plano as-built de la misma ubicación. Las unidades en el plano se encuentran en centímetros.	25
Figura 4.	Esquema que muestra los detalles “as built” de la sección de la L12 que falló. Reproducido desde el archivo de nombre: 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0018-03400-P-AB.pdf, que contenía un error en el posicionamiento.	26
Figura 5.	Imágenes que muestran aproximadamente la misma orientación de vista (es decir, hacia la Estación San Lorenzo Tezonco; Oeste) del tramo elevado entre las Columnas 12 y 13 (a) el 18 de mayo de 2021 y (b) en junio de 2019. La fotografía en (a) fue tomada por el personal de DNV y la imagen (b) es una imagen de Google Street View.	27
Figura 6.	Las fotografías muestran los dos tipos de material rodante que se utiliza en el sistema Metro: (a) NM-02 – llantas de caucho y (b) FE-10 – llantas de acero. ⁴	29
Figura 7.	Planos de diseño que muestran (a) vagón FR y (b) vagón FN. Los círculos rojos indican las ubicaciones de los bojes en cada tipo de vagón. Cada boje contiene dos juegos de llantas indicados con las flechas moradas.	30
Figura 8.	Fotografías que muestran las superficies de los rieles a lo largo de la interestación Tezonco a Olivos (cercano a PK 10+400). Las marcas longitudinales del lado interno del riel muestran el punto de contacto principal de la interfase llanta-riel. En el cuadro rojo se identificó una pequeña área de desconchado (resquebrajamiento).	33
Figura 9.	Fotografías que muestran dos diferentes sujetadores de riel que se usaron en la L12, y específicamente en la interestación entre San Lorenzo Tezonco y Olivos; durmientes de concreto (fotografía de la izquierda) y durmientes de madera (fotografía de la derecha).	34
Figura 10.	Equipo a los lados de la vía en la vecindad de la estación San Lorenzo Tezonco (PK10+542).	34
Figura 11.	Fotografía que muestra una muestra representativa de las rocas de balasto. Algunas rocas de balasto son redondeadas y se encuentran identificadas dentro del cuadro rojo.	35

Figura 12.	Fotografía que muestra una baliza del subsistema CBTC a los lados de la vía, un transpondedor electrónico utilizado dentro de un sistema automático de protección del tren (ATP por sus siglas en inglés).	35
Figura 13.	Fotografías que muestran algunos daños en los componentes de las vías (durmientes y sujetadores) probablemente como resultado del incidente y del posterior retiro del convoy.....	36
Figura 14.	Fotografías del Vagón 7 que muestran las áreas de daño.....	37
Figura 15.	Fotografías del boje del Vagón 5 del convoy afectado “Ciudad de México”.	38
Figura 16.	Fotografía que muestra el lado norte de la ubicación de la falla; se ilustran las Secciones Este y Oeste.	44
Figura 17.	Fotografía que muestra la Sección Oeste de la ubicación de la falla, viendo desde el oeste. Pueden verse la Viga T-6 y el diafragma en el extremo lejano de la fotografía.	45
Figura 18.	Fotografía que muestra la Columna 13, en donde estaba soportada la Sección Oeste antes de la falla.	46
Figura 19.	Fotografía que muestra la Sección Este de la ubicación de la falla, viendo desde el Este.	47
Figura 20.	Fotografía que muestra una fractura a lo largo de la soldadura entre el patín inferior y el alma en la Viga Sur.	48
Figura 21.	Fotografía que muestra la ubicación de la conexión de la Viga T-6 con la Subviga T-7.....	49
Figura 22.	Fotografía que muestra una grieta en el patín inferior de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 21.....	50
Figura 23.	Fotografía que muestra el que se sospecha que es el origen de la grieta en la soldadura de filete entre el patín inferior y el alma de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 22.....	50
Figura 24.	Fotografía que muestra las marcas de fatiga (marcas de playa) de la grieta a lo largo de la superficie de la fractura en el alma de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 22. Escala – Como referencia el espesor de la pared del alma es de 0.5 pulgadas.	51
Figura 25.	Fotografía que muestra la parte inferior de la Sección Este, viendo desde el oeste. El marco transversal del centro (Marco transversal 3) puede verse deformado debido al desplazamiento de las Vigas Norte y Sur una hacia la otra.	52
Figura 26.	Fotografías que muestran la superficie de la fractura asociada con el cordón superior del Marco transversal 3 antes (parte superior) y después (fondo) de la transportación al área de almacenamiento en el Depósito Tláhuac. Ubicación indicada en la 0. Escala en mm.	53



Figura 27.	Fotografías que muestran la conexión entre el Cordón Inferior y el Refuerzo Vertical en la Viga Sur del Marco transversal 3. La ubicación se muestra en la 0.	54
Figura 28.	Fotografías que muestran las plataformas externas de la Sección Este, y el movimiento relativo (ilustrado con flechas) de las Vigas Norte y Sur a la plataforma. Pueden verse los parches de concreto espaciados periódicamente adyacentes a la Viga Norte.....	55
Figura 29.	Fotografía que muestra las cabezas de dos pernos (y los ferrules) adyacentes a la Viga Sur en la Sección Este. Ubicación indicada en la Figura 28.....	56
Figura 30.	Fotografía que muestra las cabezas de dos pernos (y los ferrules) adyacente a la Viga Norte. Ubicación indicada en la Figura 28.....	56
Figura 31.	Fotografía que muestra varias piezas de varilla de acero de refuerzo que muestran evidencia de sobrecarga dúctil. Ubicación indicada en la Figura 21.....	57
Figura 32.	Fotografía que muestra el extremo oeste de la Viga T-6 en la Sección Oeste y el diafragma conectando las vigas T-6 y T-3.....	58
Figura 33.	Fotografía que muestra la superficie de una fractura (en el círculo amarillo) en la junta de conexión entre el diafragma y la Viga T-3.	59
Figura 34.	Fotografía de mayor resolución que muestra la superficie de la fractura de junta de conexión que se identifica en la Figura 33; ubicación indicada en la Figura 32.....	59
Figura 35.	Fotografía que muestra la soldadura a tope que une el diafragma con el patín superior de la Viga T-6; ubicación indicada en la Figura 32.....	60
Figura 36.	Ilustración que muestra las ubicaciones en las que se identificaron los remanentes de soldadura de pernos en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 de la Sección Oeste. Ubicaciones de la soldadura remanente de los pernos identificadas con círculos rojos.....	61
Figura 37.	Ilustración que muestra las ubicaciones en las que se identificaron soldaduras remanentes de los pernos (círculos rojos) en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 de extremo oeste de la Sección Oeste. La ubicación se muestra en la Figura 36.....	62
Figura 38.	Ilustración que muestra las ubicaciones donde se identificaron remanentes de soldaduras de pernos (círculos rojos) en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 del extremo este de la Sección Oeste. La ubicación se muestra en la Figura 36.....	63
Figura 39.	Fotografía que muestra el patín superior de la Viga T-6 en el extremo oeste de la Sección Oeste, y la ausencia de pernos. Las flechas amarillas identifican la direccionalidad de las marcas de contacto observadas.....	64
Figura 40.	Fotografía que muestra una deformación en el patín superior de la Viga T-6 en la Sección Oeste.....	65

Figura 41.	Fotografía que muestra los miembros estructurales (viendo desde el este) después de que la cubierta de concreto se retiró. Los patines superiores de la Viga T-6 (azul), Viga Norte (verde), y Viga Sur (rosa) se destacaron usando líneas punteadas.....	66
Figura 42.	Fotografía que muestra la Viga Sur (viendo desde el Este) después de que se retiró la cubierta de concreto. El patín superior se destaca usando una línea punteada rosa.....	67
Figura 43.	Fotografía que muestra las ubicaciones de las deformaciones principales en la Viga Norte y en la Viga T-6 en el área de almacenamiento.....	68
Figura 44.	Fotografía que muestra una deformación en el patín superior de la Viga Sur, a lo largo de las deformaciones identificadas en la Viga Norte de la Sección Oeste (ver Figura).....	69
Figura 45.	Fotogramas extraídos de la secuencia en video de una cámara de seguridad en la calle (C5) aproximadamente a las 22:11:15 del 3 de mayo de 2021. El marco superior se encuentra justo antes del inicio del colapso y el marco inferior aproximadamente 0.5 segundos después.....	72
Figura 46.	Fotograma extraído de la secuencia en video de una cámara de seguridad en la calle (C5) aproximadamente a las 22:11:15 del 3 de mayo de 2021, aproximadamente 1 segundo después del inicio del colapso.....	73
Figura 47.	Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre de 2019 que muestra una importante deflexión negativa de la Viga Norte y de la Viga T-6 entre las Columnas 12 y 13.....	74
Figura 48.	Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre de 2019 que muestra la deflexión negativa de la Viga Sur entre las Columnas 12 y 13.....	75
Figura 49.	Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre 2019 que no muestra deflexión observable en la viga del lado sur del tramo entre las Columnas 13 y 14; un tramo al Este del sitio del incidente.....	76
Figura 50.	Captura de pantalla tomada de Google Street View (agosto 2019) que muestra una separación entre el concreto precolado, mancha de humedad, y eflorescencia en la ubicación de la falla.....	77
Figura 51.	Capturas de pantalla tomadas de Google Street View en 2015 (superior) y 2017 (inferior) que muestra una progresión en la mancha de humedad y eflorescencia (círculos anaranjados) y deformación del refuerzo longitudinal (círculos rosas) en la ubicación de la falla.....	78
Figura 52.	Captura de pantalla tomada de Google Street View (agosto 2019) que muestra las áreas de deformación a lo largo del refuerzo longitudinal en la Viga Norte. Nota: Se ajustó el contraste y el brillo de la imagen original para mejorar las áreas que se encuentran entre sombras. Área indicada en la Figura 50.....	79



Figura 53.	Fotografía que muestra las ubicaciones de la deformación principal en la Viga Norte y en la Viga T-6 de la Sección Oeste, en relación con la deformación anterior capturada por Google Street View en agosto de 2019, refiérase a las correspondientes flechas rosas y verdes de la Figura 52.	80
Figura 54.	Capturas de pantalla tomadas de Google Street View en 2011 que no muestran evidencia de mancha de humedad, eflorescencia, o deformación del refuerzo longitudinal en la ubicación de la falla.	81
Figura 55.	Captura de pantalla tomada de Google Street View (marzo 2020) que muestra el marco transversal del centro (Marco transversal 3) que parece haberse doblado (arqueado) hacia la Columna 13.	82
Figura 56.	Fotografía de la ubicación de la falla que muestra el cordón superior del Marco transversal 3 que se arqueó en la misma dirección, hacia la Columna 13, como el que se muestra en la Figura 55.	82
Figura 57.	Zonas Geotécnicas de la Ciudad de México (2004) /5/.....	84
Figura 58.	Zonas Geotécnicas de la Ciudad de México (2017) /6/.....	85
Figura 59.	Fotografía que muestra las piezas remanentes de la ubicación que se ilustra en la Figura 22 después de los ensayos destructivos de la Fiscalía. La fotografía ilustra las muestras en las condiciones en las que se recibieron cuando fueron entregadas al laboratorio de DNV en Columbus, OH. ID de la Fiscalía – MIPN 8; una pieza del Patín Inferior no aparece en la imagen. La escala de la regla se encuentra en pulgadas.....	92
Figura 60.	Fotografía que muestra anillos concéntricos, consistentes con las marcas de playa, apuntando al lado posterior del origen de la grieta. Las flechas amarillas ilustran las ubicaciones de las marcas de playa. Ubicación indicada en la Figura 59.	92
Figura 61.	Fotografía que muestra el que se sospecha que es el origen de la grieta en las muestras MIPN 8-1 y MIPN 8-2. El ángulo de la vista se rotó aproximadamente 180 grados en comparación con la Figura 60. Ubicación indicada en la Figura 59. La escala en esquina inferior izquierda son marcas de 1/10 pulgadas.....	93
Figura 62.	Fotomicrografía que muestra el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 8-1. Ubicación indicada en la Figura 59.	93
Figura 63.	Fotomicrografía de gran aumento que muestra el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 8-1. Pueden observarse marcas radiales (flechas amarillas) que emanan de la punta de la soldadura. Ubicación indicada en la Figura 62.	94
Figura 64.	Imagen SEM que muestra la misma ubicación que se ilustra en la Figura 63.....	95
Figura 65.	Fotografía proporcionada por la Fiscalía que muestra la superficie de la fractura del cordón superior después de la limpieza, consulte la ubicación en la Figura 26. Escala en cm.	96

Figura 66.	Fotografía que muestra las piezas remanentes de la muestra que se exhibe en la Figura 65 después de los ensayos destructivos de la Fiscalía. La fotografía exhibe las muestras en las condiciones en las que se recibieron cuando fueron entregadas al laboratorio de DNV en Columbus, OH. ID de la Fiscalía – MIPN 10; dos piezas del marco transversal de donde se removió la superficie de la fractura no se muestran en la imagen. Las unidades de la regla son pulgadas.	96
Figura 67.	Fotomicrografía que muestra marcas de trinquete en el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 10-2-1. Ubicación indicada en la Figura 66.	97
Figura 68.	Fotomicrografía que muestra la parte superior de la punta de la soldadura en el que se sospecha es el origen de la grieta. La flecha amarilla ilustra la ubicación de las marcas de trinquete que se identifican en la Figura 67.	97
Figura 69.	Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura de MIPN 10-2-1 en el que se sospecha es el origen de la grieta. La misma área se ilustra en la Figura 67.	98
Figura 70.	Imagen SEM de alto aumento que muestra corrosión y daño por contacto en el que se sospecha es el origen de la grieta. Ubicación indicada en la Figura 69.	98
Figura 71.	Imagen SEM de alto aumento que muestra marcas de fatiga y daño por recontacto a lo largo de la superficie de la fractura de MIPN 10-2-1. Las marcas se mueven en dirección que se aleja del que se sospecha es el origen de la grieta. Ubicación indicada en la Figura 66.	99
Figura 72.	Fotografía que muestra la muestra que se tomó del alma de la Viga Sur en la Sección Oeste para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 20.	100
Figura 73.	Fotografía que muestra la ubicación en la que se realizó el escaneo de microscopía electrónica sobre la muestra que se tomó del alma de la Viga Sur para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 72.	100
Figura 74.	Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con el alma y el patín inferior de la Viga Sur. Ubicación indicada en la Figura 73.	101
Figura 75.	Fotografía que muestra la muestra que se tomó de la Viga Sur de la Sección Oeste para ensayos destructivos. Las soldaduras remanentes del perno se muestran en un círculo blanco con líneas punteadas. Ubicación indicada en la Figura 44.	102
Figura 76.	Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con un perno de la Viga Sur. La ubicación se muestra en la Figura 75.	102
Figura 77.	Fotografía que exhibe la muestra que se tomó de la Viga T-6 para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 21.	103
Figura 78.	Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con un perno de la T-6. La ubicación se muestra en la Figura 77.	103
Figura 79.	Fotografía que muestra sección transversal metalográfica que DNV retiró de MIPN 8-1 (MIPN 8-1 M1). La ubicación se muestra en la Figura 61.	105



Figura 80.	Montaje fotomicrográfico que muestra la superficie de la fractura de la sección transversal en el que se sospecha es el origen de la grieta; MIPN 8-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 79	106
Figura 81.	Fotomicrografías de gran aumento que muestran la superficie de la fractura en la sección transversal en el que se sospecha es el origen de la grieta; MIPN 8-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 80.....	107
Figura 82.	Fotografía que muestra sección transversal metalográfica que DNV retiró de MIPN 10-2-1 (MIPN 10-2-1 M1). La ubicación se muestra en la Figura 66	108
Figura 83.	Fotomicrografía que muestra la superficie de la fractura en la sección transversal en el origen de la grieta; MIPN 10-2-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 82.	108
Figura 84.	Fotomicrografías de gran aumento que muestra la superficie de la fractura en la sección transversal del origen de la grieta; MIPN 10-2-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 83.	109
Figura 85.	Fotomicrografías que muestran la sección transversal metalográfica que se retiró a través de la superficie de la fractura del alma de la Viga Sur. Montaje SGW M1. La ubicación se muestra en la Figura 72.	110
Figura 86.	Fotomicrografías que muestra las secciones transversales metalográficas retiradas a través de dos de las superficies de fractura remanentes de las soldaduras del perno del Patín Superior de la Viga Sur. Montaje SGUF M1 y Montaje SGUF M2. las ubicaciones se muestran en la Figura 75.	111
Figura 87.	Fotomicrografía que muestra la microestructura en la base de una de las marcas de impacto de la superficie. Las ubicaciones se muestran en la Figura 86.	112
Figura 88.	Fotomicrografías que muestran la sección transversal metalográfica retirada a través de la superficie de la fractura remanente de una de las soldaduras del perno del Patín Superior de T-6. Montaje T6UF M1. La ubicación se muestra en la Figura 77.	113
Figura 89.	Esquema que muestra las ubicaciones de donde se tomaron muestras de concreto para las pruebas. /31/	114
Figura 90.	Fotomicrografía que muestra las ubicaciones de la prueba de dureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers para MIPN 8-1 M1. Grabado Nital al 2%.	120
Figura 91.	Fotomicrografía que muestra las ubicaciones de la prueba de dureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers para MIPN 10-2-1 M1. Grabado Nital al 2%.	120
Figura 92.	Fotografías que muestran los seis (6) pernos que se retiraron de la Sección Este del colapso para pruebas posteriores. La ubicación se muestra en la Figura 19.	124

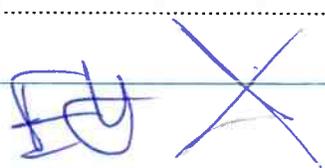


Figura 93.	Fotografías que muestran el Perno P1 antes (superior) y después (inferior) de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.	125
Figura 94.	Fotografías que muestran el Perno M2 posterior a la limpieza con un cepillo de cerdas suaves.	126
Figura 95.	Fotografías que muestran Perno T3 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.	127
Figura 96.	Fotografías que muestran el Perno T4 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.	128
Figura 97.	Fotografías que muestran Perno AM5 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.	129
Figura 98.	Fotografías que muestran Perno AM6 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.	130
Figura 99.	Figura extraída de "Principles and Practices of Perno Welding," [Principios y Prácticas en la Soldadura de Pernos] de H.A. Chambers, PCI Journal September-October 2001, que muestra la sección transversal de una soldadura típica cuando se realiza de la forma correcta.	131
Figura 100.	Fotografías que muestran las superficies de las fracturas de los Pernos P1 (superior) y M2 (inferior) posterior a la falla en las pruebas de flexibilidad de 30 grados. Escala – para referencia el diámetro del Perno es de 1 pulgada.	132
Figura 101.	Fotografías que muestran el equipo de la prueba de tensión utilizado para probar los Pernos T3 y T4.	133
Figura 102.	Fotografía que muestra la superficie de la fractura del Perno T3 después de las pruebas de tensión. Los números representan el área correspondiente de material intacto, soldado, que falló durante la prueba de tensión. Escala – como referencia el diámetro del perno es de 1 pulgada y el área correspondiente es de 645.16 mm ²	135
Figura 103.	Fotografía que muestra la superficie de la fractura del Perno T4 después de las pruebas de tensión. Los números representan el área correspondiente de material intacto, soldado, que falló durante la prueba de tensión. Escala – como referencia el diámetro del perno es de 1 pulgada y el área correspondiente es de 645.16 mm ²	135
Figura 104.	Fotomicrografías que muestran las microestructuras asociadas con el perno AM5 (izquierda) y el Patín Superior (derecha). Grabado Nital al 2%.	136
Figura 105.	Fotomicrografía que muestra las microestructuras de la soldadura asociada con el Perno AM5. Ubicaciones de la prueba de microdureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers. Grabado Nital al 2%.	137
Figura 106.	Fotomicrografías que muestran las microestructura asociadas con el perno. Perno AM6 (izquierda) y Patín Superior (derecha). Grabado Nital al 2%.	138

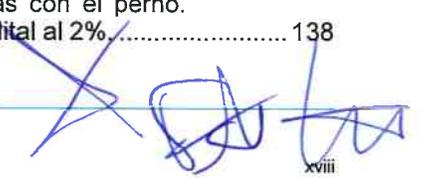
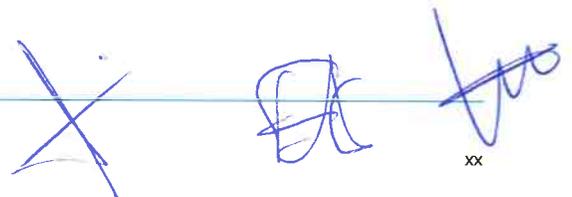


Figura 107.	Fotomicrografía que muestra las microestructuras de la soldadura asociada con el Perno AM6. Ubicaciones de la prueba de microdureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers. Grabado Nital al 2%.	139
Figura 108.	Vista del plano de la sección del paso elevado que colapsó (entre las estaciones 10+272 y 10+242).	143
Figura 109.	Vista de la elevación del tramo elevado.	144
Figura 110.	Detalles de la ilustración que muestran las secciones transversales en la vista del plano de las Columnas 12 y 13.	144
Figura 111.	Detalle de ilustración que muestra la vista del plano del cabezal de concreto	145
Figura 112.	Detalles de ilustración que muestran las secciones transversales de las subvigas T-1, T-2, T-3, T-5, T-6, y T-7. Unidades en cm.	146
Figura 113.	Ilustración que detalla el perfil de elevación de un marco transversal. /32/	147
Figura 114.	Detalle de ilustración que muestra el perfil de elevación de los elementos del colector del diafragma.	148
Figura 115.	Distribución espacial de cargas del tren en movimiento	150
Figura 116.	Gráfica de velocidad del perfil para la Interestación Olivos - San Lorenzo Tezonco. /38/	151
Figura 117.	Comparación de los Movimientos Registrados contra el Modelo de Movimientos Sísmicos y el Espectro de Diseño.	153
Figura 118.	Historial de Fuerza y tensión sobre vigas, pernos y elementos del marco transversal al aplicar los datos recolectados de las Estaciones CCL1709N y CUP51709N.	157
Figura 119.	Historial de fuerza y tensión sobre las vigas, pernos y elementos del marco transversal al aplicar los datos recolectados de las Estaciones SCT21709N y TACY1709N.	158
Figura 120.	Rango de resultados del conteo de flujo que muestran las fuerzas de corte en los pernos ubicados en el cuadrante suroeste sujeto al movimiento de suelo CCL1709N.	159
Figura 121.	Historiales de fuerzas y tensiones debidas al paso de un tren de 6 vagones en movimiento.	160
Figura 122.	Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo carga muerta(valores en mm).	162
Figura 123.	Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio (valores en mm).	162

Figura 124.	Contorno deformado (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga muerta con el 100% de pernos fallidos (valores en mm).....	164
Figura 125.	Contorno deformado (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio con el 100% de los pernos fallidos (valores en mm).....	164
Figura 126.	Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo carga muerta(valores en mm).....	166
Figura 127.	Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio (valores en mm).....	166
Figura 128.	Resultados del análisis de inestabilidad para el Escenario 1 – Todos los pernos intactos.....	168
Figura 129.	Resultados del análisis de inestabilidad para Escenario 2 – Todos los pernos fallidos.....	169
Figura 130.	Resultados del análisis de inestabilidad para Escenario 3 – 33% de Pernos fallidos.....	169





Acrónimos y Definiciones

<u>TÉRMINO</u>	<u>DEFINICIÓN</u>
Baliza	Transpondedor electrónico utilizado dentro de un sistema automático de protección del tren (ATP por sus siglas en inglés)
Marcas de playa	Líneas macroscópicas (visibles) en la superficie de una fractura por fatiga que muestra la ubicación de la punta de la grieta por fatiga en algún punto del tiempo. D.J. Wulpi, Understanding How Components Fail [Entendiendo cómo fallan los componentes], ASM International, 2000.
Boje	Un chasis con cuatro o seis ruedas montado debajo del extremo de un vehículo ferroviario.
CBTC	Control de Trenes Basado en Comunicaciones
Eflorescencia	Manchas en piedra caliza y formación de depósitos polvorientos [blancos] en la superficie de concreto. Manual ASM, Volumen 13C, Corrosion in Bridges and Highways [Corrosión en Puentes y Carreteras], 2006.
RCA	Análisis de Causas de Raíz
STC	Sistema de Transporte Colectivo
m	Metro
cm	Centímetro
km	Kilómetro
N	Newton
kN	Kilo Newton
MPa	Mega Pascal
FGJ	Fiscalía General de Justicia de la Ciudad de México

Anexos

Anexo A - Descargos de Responsabilidad

Anexo B – DNV en Breve



1.0 ANTECEDENTES

DNV GL México, S. de R.L. de C.V. (DNV) fue contratado por la Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil (SGIRPC) del Gobierno de la Ciudad de México (GCM) para realizar un análisis de causas inmediatas (Fase 2) y un análisis de causas de raíz (Fase 3) del Incidente en la Línea 12. El nombre oficial del proyecto es "**SERVICIO DE DICTAMEN TÉCNICO DEL SINIESTRO OCURRIDO EN LA LÍNEA 12, EN EL TRAMO ELEVADO ENTRE LAS ESTACIONES OLIVOS Y TEZONCO, ENTRE LAS COLUMNAS 12 Y 13, Y ANÁLISIS DE CAUSA-RAÍZ**". El Incidente en la Línea 12 ocurrió el 3 de mayo de 2021. Aproximadamente a las 22:11 hora local, una porción de la sección elevada de la Línea 12 entre las estaciones de Olivos y San Lorenzo Tezonco colapsó entre las Columna 12 y 13. El objetivo de la Fase 2 fue determinar la causa inmediata (mecanismo de falla) que causó el colapso e identificar cualesquiera factores contribuyentes. El análisis de causa de raíz (RCA por sus siglas en inglés) de la Fase 3 determinará los controles, sistemas, prácticas y procedimientos (es decir, las barreras) que fallaron al prevenir que ocurrieran los mecanismos de falla. Los resultados de la Fase 3 se emitirán en un reporte independiente.

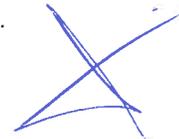
La Figura 1 es un mapa del sistema que muestra la Línea 12 (L12), "La Línea Dorada" que opera al sur y sureste de la Ciudad de México, México. La línea de 23.722 km es operada por el Sistema de Transporte Colectivo (STC) y está formada por 20 estaciones incluyendo cuatro (4) estaciones de conexión (Mixcoac, Zapata, Ermita y Atlalilco) y una (1) estación terminal (Tláhuac). Las actividades contractuales de la Línea 12 comenzaron en junio de 2008 y se puso en marcha más tarde el 30 de octubre de 2012 después de las pruebas y del periodo de prueba de ensayo. La línea consiste en una sección de túnel (de la interestación Mixcoac-Insurgentes Sur a la interestación Mexicaltzingo-Atlalilco) y una sección elevada (de la interestación Tlaltenco-Zapotitlán a la interestación Culhuacán-Atlalilco). La sección elevada es de 11.253 kilómetros (km) de longitud y contiene dos tipos de estructuras de soporte de obra civil que dan soporte a los sistemas de riel y al material rodante (vagones del metro, vehículos de mantenimiento, etc.). Estos tipos de estructura incluyen:

- Vigas de concreto pretensado (4.5375 km) y
- Vigas de acero unidas a concreto precolado usando pernos para crear una estructura compuesta (6.717 km).

Estas vigas brindan el soporte a los sistemas de riel y material rodante, que son soportados por una subestructura subyacente que incluye cabezales de concreto y pilares de concreto.

1.1 Incidente del 3 de mayo de 2021

Aproximadamente a las 22:11 hora local del 3 de mayo del 2021, un tren viajaba al este de la Estación San Lorenzo Tezonco a la Estación Olivos cuando una sección del tramo elevado colapsó cuando los dos últimos carros del convoy estaban atravesando ese tramo. El tramo elevado en esta ubicación está formado por vigas de acero y concreto precolado. Detalles adicionales sobre el diseño y construcción se muestran en la Sección 4.



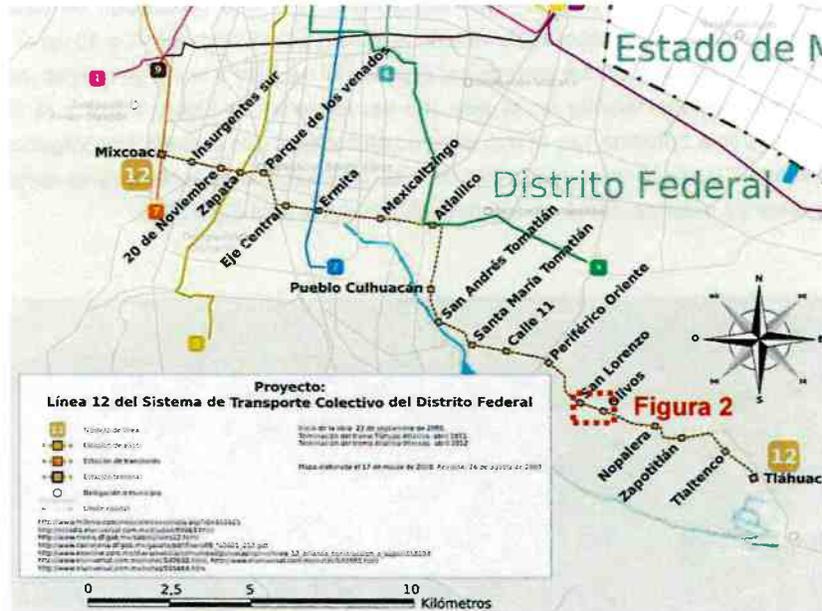


Figura 1. Mapa del sistema de la L12 (la Línea Dorada), que opera al sur y al sureste de la Ciudad de México, México.² El Incidente de la Línea 12 ocurrió entre las estaciones de San Lorenzo Tezonco y Olivos (cuadro punteado en rojo). La escala está en kilómetros.

La Figura 2 es una fotografía que muestra la ubicación del Incidente en la Línea 12 relacionado con las Estaciones San Lorenzo Tezonco y Olivos; consulte la ubicación en la Figura 1. El colapso ocurrió aproximadamente a 443 m de la Estación San Lorenzo Tezonco y a 198 m de la Estación Olivos. La Figura 3 es una imagen de Google Earth que muestra la ubicación de las Secciones Este y Oeste que colapsaron en la L12 entre las Columnas 12 y 13 superpuesta con el plano as-built de la misma sección. /1/ El tramo entre estas columnas es de 30 metros. El colapso de la sección elevada ocurrió inmediatamente al este de donde la vía se reduce de tres vías a dos. La tercera vía se usa intermitentemente como vía de mantenimiento, también conocida como vía apartadero. La Figura 4 es el plano as-built que muestra los elementos estructurales de acero de las secciones colapsadas de las Columnas 12 y 13. El tramo está formado por dos vigas paralelas (Viga Norte y Viga Sur) fabricadas con vigas más pequeñas (subvigas) con espesores variantes en los patines inferiores de la vía apartadero. Por ejemplo, la Viga Norte está formada por las Subvigas T-3, T-1, T-7, T-7, T-1, y T-3; cuyos detalles se muestran en la Sección 4.2.1.3. Una tercera viga, la Viga T-6 (T-6), localizada en el lado oeste del tramo se enlaza con la Viga Norte en el centro del tramo, que se diseñó para brindar soporte adicional a la vía apartadero que comienza en esta ubicación. Las Secciones Este y Oeste separadas aproximadamente a la mitad del tramo entre la Columna 12 (Número de Estación 10+240.444) y la Columna 13 (Número de Estación 10+270.457). En los soportes de la columna Este y Oeste, diafragmas de acero unen las Vigas Norte y Sur, así como la Viga Norte a la Viga T-6. Además, se colocaron cinco (5) marcos transversales de acero a lo largo de la longitud del tramo, centrados en el tramo, y con una separación de cinco (5) metros.

² Mapa del siguiente URL: <https://mapa-metro.com/en/Mexico/Mexico%20City/Mexico%20City-Metro-map.htm>

La Figura 5 contiene imágenes que muestran aproximadamente la misma orientación de vista (es decir, hacia la Estación San Lorenzo Tezonco) de la sección elevada de la vía entre las Columnas 12 y 13 (a) el 18 de mayo de 2021 y (b) en junio de 2019. La fotografía (a) fue tomada por el personal de DNV y la imagen (b) es una imagen de Google Maps. La Sección Oeste estaba tendida en el piso (no es visible en la Figura 5 (a)) y la Sección Este estaba parcialmente soportada por la Columna 12 y el otro extremo en contacto con el suelo. Los Vagones 6 (este) y 7 (oeste) del tren se encontraban en las secciones colapsadas de la sección elevada de concreto y se cayeron. Como resultado del incidente, ocurrieron 27 muertes, cerca de 100 heridos y el cierre total de la L12.



Figura 2. Fotografía que muestra la ubicación del Incidente en la Línea 12 en relación con la Estaciones San Lorenzo Tezonco y Olivos; consulte en la Figura 1 la ubicación. La escala se encuentra en metros.

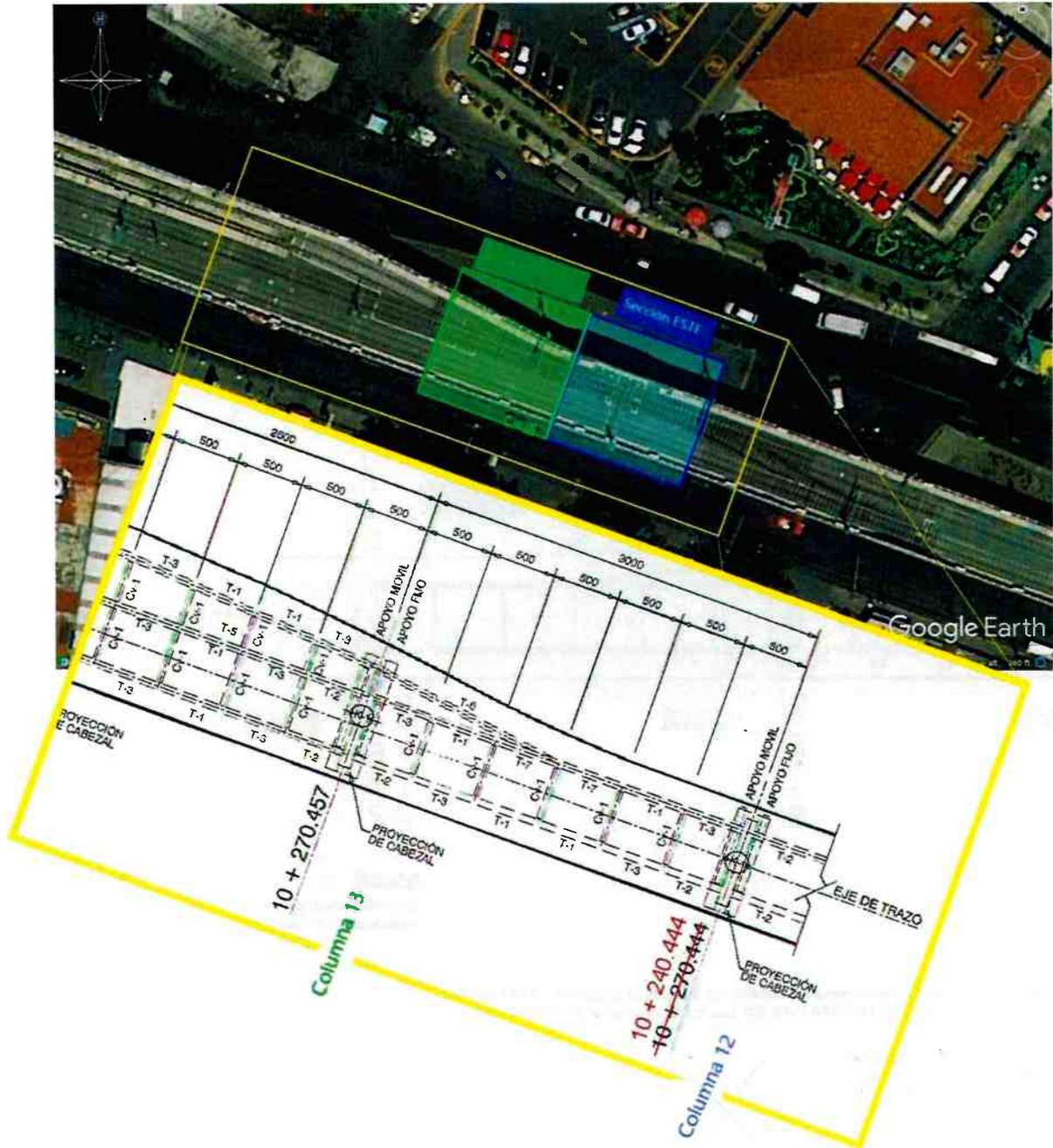


Figura 3. Imagen de Google Earth que muestra la ubicación de la falla, compuesta de las Secciones Este y Oeste que colapsaron en la L12 entre las Columnas 12 y 13, en comparación con el plano as-built de la misma ubicación. Las unidades en el plano se encuentran en centímetros.³

³ Reproducido del archivo con nombre: 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0018-03400-P-AB.pdf, que contenía un error en el posicionamiento.

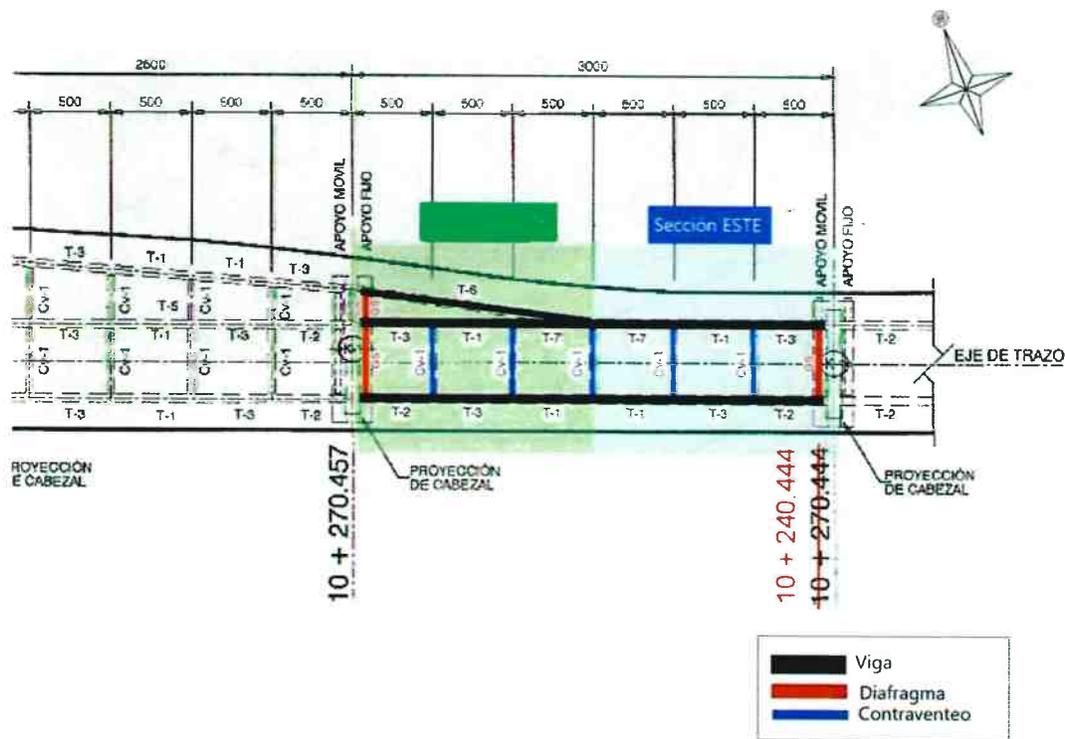
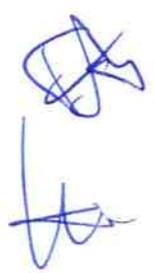
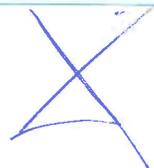


Figura 4. Esquema que muestra los detalles "as built" de la sección de la L12 que falló. Reproducido desde el archivo de nombre: 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0018-03400-P-AB.pdf, que contenía un error en el posicionamiento.



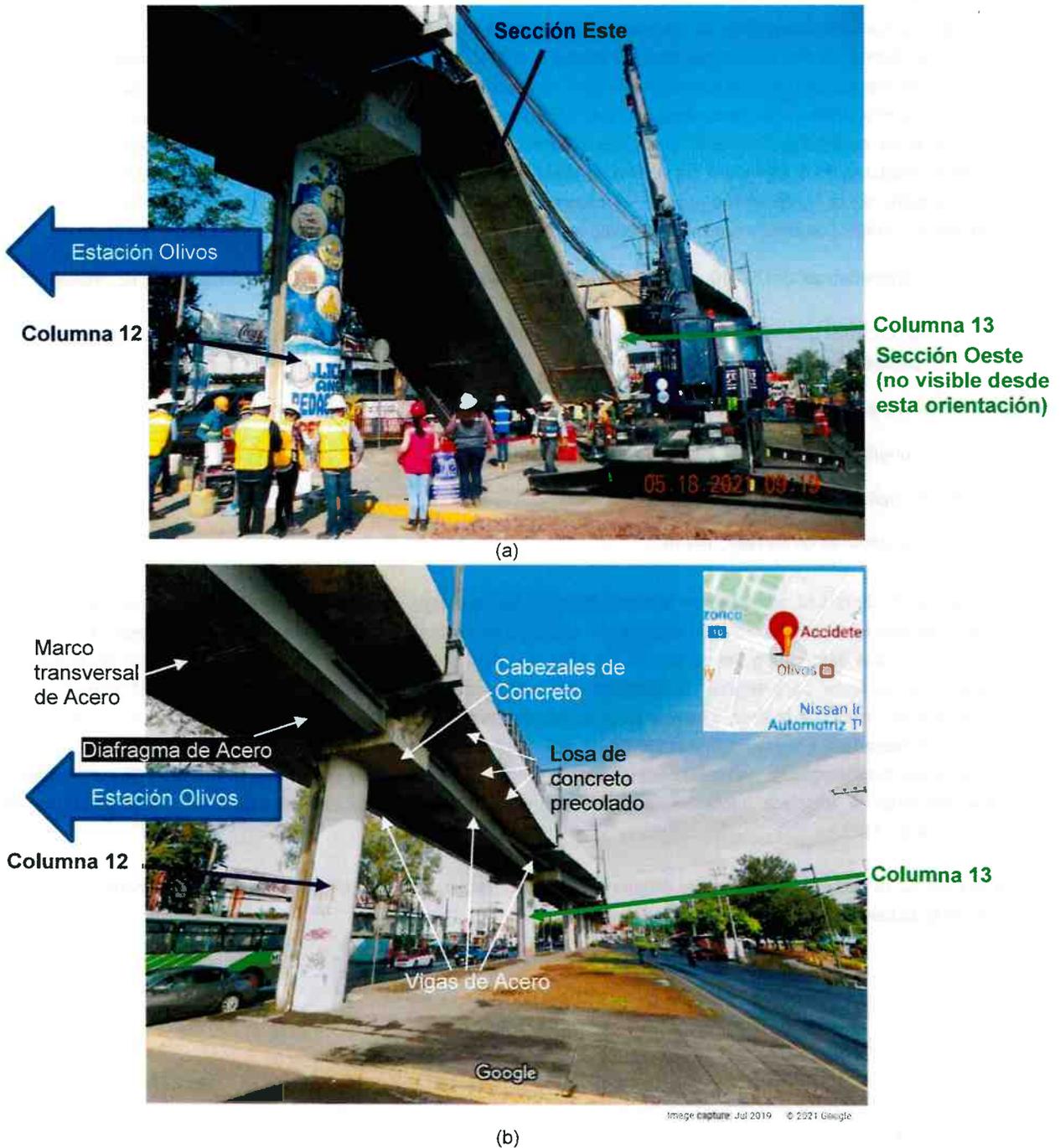


Figura 5. Imágenes que muestran aproximadamente la misma orientación de vista (es decir, hacia la Estación San Lorenzo Tezonco; Oeste) del tramo elevado entre las Columnas 12 y 13 (a) el 18 de mayo de 2021 y (b) en junio de 2019. La fotografía en (a) fue tomada por el personal de DNV y la imagen (b) es una imagen de Google Street View.

1.2 Detalles del Convoy

La Figura 6 contiene fotografías de los materiales rodantes (a) NM-02 – llantas de caucho and (b) FE-10 llantas de acero, mostrando los dos principales tipos de llantas que se utiliza en el STC.⁴ La mayoría de las líneas operadas por el STC usa desplazamiento con llantas de caucho, con excepción de las Líneas A y 12. Estas líneas son modelos con llantas de acero, ambas manufacturadas por CAF. El material rodante es un convoy de unidad eléctrica múltiple (EMU por sus siglas en inglés) compuesto por siete vagones; dos vagones de arrastre equipados con una cabina (FR) y cinco locomotoras (FN). La Figura 7 contiene los planes de diseño de (a) vagones FR Y (b) vagones FN. Los vagones se acomodan de la siguiente forma para los recorridos: FR-FN-FN-FN-FN-FN-FR. Cada vagón tiene dos (2) bojes, que son un chasis con cuatro ruedas que llevan los dos juegos de llantas anexos a los cuerpos de los vagones.

Algunas características del FE-10, el modelo con llantas de base de acero que se opera en la Línea 12 , incluyen:⁴

- 30 convoys que operan en la línea, cada uno con 7 vagones. La capacidad de transporte por tren es de: 1,475 pasajeros (336 sentados y 1,139 de pie).
- Ancho del vagón: 2.8 m
- Longitud del vagón FR: 20.50 m
- Longitud del vagón FN: 20 m
- Longitud de un convoy: 141 m

La operación de la L12 comenzó en octubre de 2012; sin embargo, se detectaron problemas durante las primeras etapas de operación en relación con el desgaste excesivo de los componentes de la vía (como los rieles) que llevaron a una operación deteriorada desde agosto de 2013. En marzo de 2014, se interrumpió la operación de la sección elevada de la línea para realizar actividades de investigación y reparación. En enero de 2015 comenzó una rehabilitación parcial de la línea. Las operaciones se reiniciaron hacia finales de noviembre de 2015. La rehabilitación incluyó el reemplazo del riel original (115RE) por riel UIC-60 con tratamiento térmico en curvas de radio reducido. Al inicio de las operaciones se usó perfil para la rueda X.06.00126.01 (igual que en la línea A). Después de los problemas que afectaron la interface llanta-riel, el fabricante del material rodante CAF propuso un nuevo perfil de riel (X.06.00445_1).

Para la L12, el número total de trenes programados en horas pico y no pico en 2019 fue de 29 y 24, respectivamente. En 2020, estas cifras permanecieron sin cambios.

⁴ Información de <https://www.metro.cdmx.gob.mx/parque-vehicular>

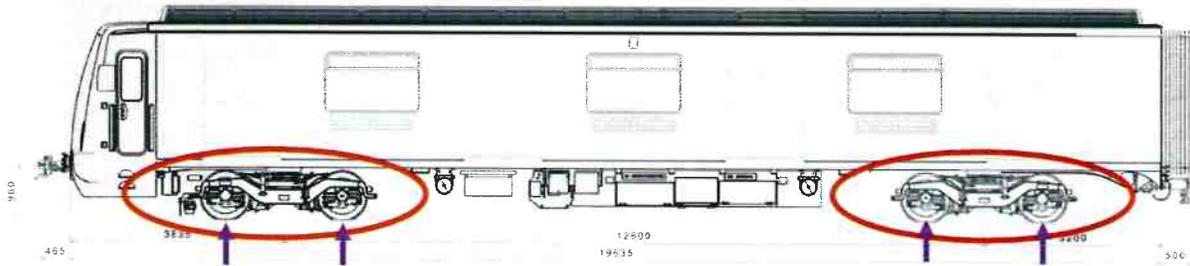


(a) NM-02 – Llantas de Caucho (Línea 2 y Línea 7)

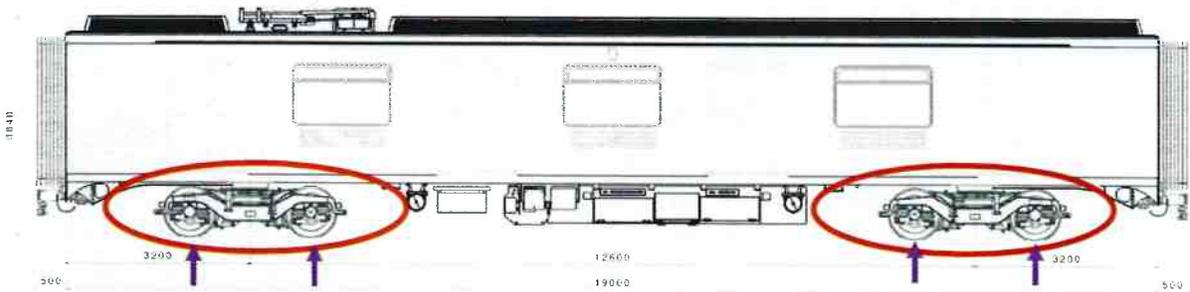


(b) FE-10 – Llantas de Acero (L12)

Figura 6. Las fotografías muestran los dos tipos de material rodante que se utiliza en el sistema Metro: (a) NM-02 – llantas de caucho y (b) FE-10 – llantas de acero.⁴



(a) C.F1.00.107.00-A_size and weight car_FR2_1.pdf



(b) C.F1.00.102.00-A_size and weight car_FN1_1.pdf

Figura 7. Planos de diseño que muestran (a) vagón FR y (b) vagón FN. Los círculos rojos indican las ubicaciones de los bojes en cada tipo de vagón. Cada boje contiene dos juegos de llantas indicados con las flechas moradas.



2.0 ALCANCE DEL TRABAJO

El personal de DNV se movilizó al sitio del incidente para inspeccionar y documentar fotográficamente la escena. Lo anterior incluyó la inspección visual de los elementos estructurales de acero, elementos estructurales de concreto, sistema de rieles, y vagones. La investigación en el sitio incorporó diversas visitas al sitio por parte de varios expertos en la materia, incluyendo las áreas mecánica/estructural, metalúrgica, concreto, civil y ferroviaria. DNV revisó las imágenes históricas, videos, construcción y documentos geotécnicos para determinar si había áreas de interés o condiciones que pudieran integrar elementos a la ubicación o mecanismo de la falla primaria.

Con el fin de evaluar las condiciones en el lugar de la sección colapsada, DNV obtuvo muestras de los elementos de concreto para que las pruebas de laboratorio determinaran las propiedades del material representativo. Se seleccionaron las ubicaciones de muestreo para obtener información suficiente de los diversos componentes del concreto de la sección colapsada incluyendo los elementos precolados y los elementos colados en el sitio. La sección central del tramo elevado consiste en losas prefabricadas de concreto de 15 cm de espesor con un recubrimiento de 15 cm de concreto estructural colado en el sitio. A lo largo de las orillas de tramo elevado, el concreto estaba formado por losas prefabricadas de 18 a 20 cm de espesor con un recubrimiento de concreto liviano con espuma de poliestireno colada dentro del concreto para reducir la carga muerta. El muestreo del concreto fue realizado por personal de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad (GEIC-CFE), bajo subcontrato con DNV. La extracción del núcleo se realizó con barriles con centro de diamante de 5.8 cm de diámetro en cumplimiento con el estándar NMX-C-169. Antes de comenzar la extracción del núcleo en cada ubicación, se realizó un escaneo del concreto para detectar la posición del acero de refuerzo usando un detector Hilti Ferroskan 200. Se extrajeron, empaquetaron y transfirieron un total de 70 núcleos al laboratorio para realizar las pruebas que incluyeron escaneo petrográfico, peso de la unidad, resistencia a la compresión y pruebas de módulo elástico. Se seleccionaron las ubicaciones de muestreo para asegurar que se recolectara información suficiente de diversos componentes de concreto de la sección colapsada para facilitar las evaluaciones continuas y desarrollar valores de entrada de parámetros para los análisis estructurales.

Posterior a la recolección de las muestras de concreto, los elementos estructurales de acero y concreto fueron transferidos a una zona de almacenamiento temporal fuera del sitio en el depósito de Tláhuac para su adicional inspección y almacenamiento. El concreto se retiró de los elementos estructurales de acero, donde se encontraba comprometida la unión entre la "estructura compuesta", facilitando la inspección del patín superior de las vigas, otras ubicaciones de los elementos de acero que de otra forma no hubieran sido accesibles, y el fondo del concreto donde se unían a las vigas. Mediante inspección visual se identificaron las muestras y se removieron para la posterior realización de pruebas de laboratorio en el laboratorio local, Calidad Y Técnica Industrial, S.A de C.V. (CYTI).

Cinco (5) ubicaciones en las estructuras de acero que contenían fracturas fueron identificadas como áreas de interés para análisis fractográfico, análisis metalúrgico, y pruebas de dureza. Dichas ubicaciones incluyeron: una fractura en el cordón superior del marco transversal central, una fractura en el patín inferior de la Viga T-6, una fractura en la soldadura entre el alma y el patín inferior en la Viga Sur, y dos ubicaciones en donde se fracturaron la soldadura entre el perno conector y el patín superior fracturado (uno en la Viga Sur y uno en la Viga T-6).

Se retiró el concreto de una ubicación en el lado sureste del colapso para exponer pernos que aún estuvieran intactos y soldados a la Viga Sur. Se retiró una sección de la Viga Sur que contenía seis (6) pernos intactos para realizar pruebas que incluyeron: pruebas de tensión (2 muestras), pruebas de flexibilidad (2 muestras), y pruebas de metalografía y dureza (2 muestras).

Las muestras fueron retiradas de las Vigas Norte, Sur, y T-6 en ubicaciones adyacentes al tramo central del colapso para que se realizaran análisis químicos y pruebas mecánicas que incluyeron pruebas de tensión y pruebas de impacto

Charpy con entalle en V (CVN). Se realizaron pruebas en los patines superior e inferior, almas, y contraventeos transversales (verticales) y longitudinales.

DNV desarrolló una serie de modelos computacionales para simular el comportamiento de la porción colapsada del tramo elevado. Los análisis empleados establecieron los principios de ingeniería y los procedimientos para estimar las tensiones en el componente estructural y el comportamiento del sistema. Los análisis de estrés se basaron en la descripción geométrica del tramo elevado, en las observaciones del sitio, midieron las propiedades del material, los procesos de construcción y los estimados de la operación y las condiciones de carga extrema.

2.1 Estándares y Procedimientos

Los procedimientos que se usan en la investigación de los materiales cumplen con los estándares aceptados de la industria. Los estándares generales que gobiernan la terminología, procedimientos metalográficos específicos, pruebas mecánicas, análisis químicos, y procedimientos de muestreo y pruebas al concreto son los siguientes:

- ASTM E7, "Standard Terminology Relating to Metallography." [Terminología Estándar Relacionada con Metalografía]
- ASTM E3, "Standard Methods of Preparation of Metallographic Specimens." [Métodos Estándar de Preparación de Especímenes Metalográficos]
- ASTM E8, "Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials." [Métodos de Prueba para Pruebas de Tensión en Materiales Metálicos]
- ASTM E23, "Standard Test Methods for Notched Bar Impact Testing of Metallic Materials." [Métodos de Prueba Estándar para Pruebas de Impacto de Barra con Muesca en Materiales Metálicos]
- ASTM A751, "Standard Test Methods, Practices, and Terminology for Chemical Analysis of Steel Products." [Métodos de Prueba Estándar, Prácticas y Terminología para el Análisis Químico de Productos de Acero]
- ASTM C856, "Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete" [Práctica Estándar para la Evaluación Petrográfica del Concreto Endurecido]
- NMX-C-169 Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido
- NMX-C-109 Cabeceo de especímenes.
- NMX-C-083 Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes de Prueba.
- NMX-C-128 Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson
- NMX-B-172-CANACERO-2018 Método de Prueba Mecánico para Productos de Acero y Hierro.
- NMX-B-506-CANACERO-2019 Varilla Corrugada de Acero para Refuerzo de Concreto - Especificaciones y Métodos de Prueba.

3.0 RESULTADOS

3.1 Investigación In Situ

3.1.1 Observaciones sobre los Sistemas de Rieles

3.1.1.1 Lugar del Incidente

DNV realizó una investigación in situ de la sección de la L12 entre las estaciones de Olivos y San Lorenzo Tezonco, inspeccionando la infraestructura (ensamble del tramo elevado), vías (incluyendo todos los elementos de las vías) y componentes a los lados de la vía que colapsaron, junto con los Vagones 6 & 7 del convoy afectado (codificado como 07). El alcance de la investigación in situ fue realizar una inspección visual inicial de los elementos de la infraestructura, componentes de la vía e instalaciones a los lados de la vía (balasto, durmientes, fijaciones, riel, uniones, cableado y ductos, línea aérea, etc.) que se encontraban entre las estaciones Tezonco y Olivos.

3.1.1.1.1 Interestación Sección - San Lorenzo Tezonco hacia Olivos

La Figura 8 contiene fotografías de los rieles mientras se inspeccionaban las vías (San Lorenzo Tezonco a Olivos). La condición de los elementos de la vía es generalmente buena. Se observó una pequeña área de desconchado (resquebrajamiento) como se muestra en la Figura 8. Particularmente la superficie del riel no presenta (en el área inspeccionada) defectos mayores y parece estar bien y uniformemente pulida. La geometría de la vía también parece adecuada para la operación.

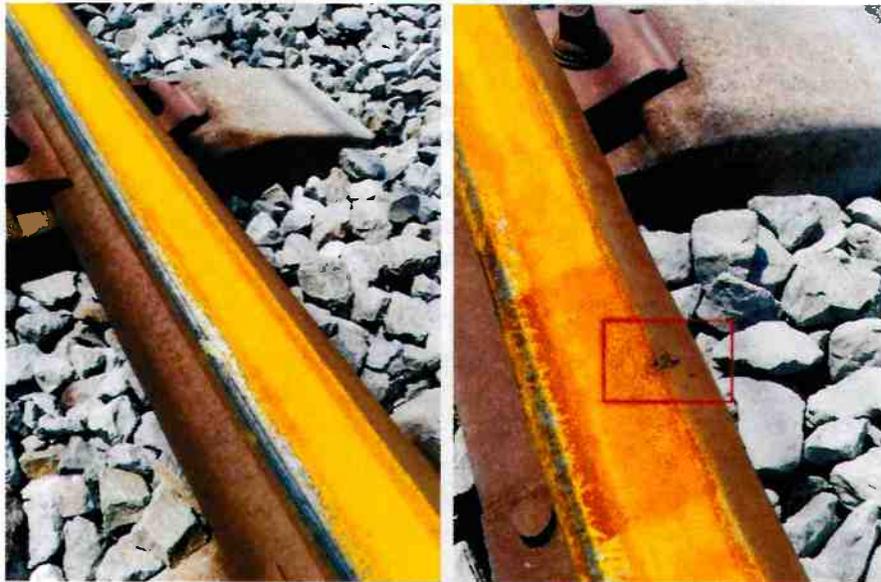


Figura 8. Fotografías que muestran las superficies de los rieles a lo largo de la interestación Tezonco a Olivos (cercano a PK 10+400). Las marcas longitudinales del lado interno del riel muestran el punto de contacto principal de la interfase llanta-riel. En el cuadro rojo se identificó una pequeña área de desconchado (resquebrajamiento).

Los durmientes del ferrocarril, también llamados traviesas, mantienen los rieles en su sitio y mantienen el espaciado correcto entre los rieles. Existen diferentes métodos para fijar los rieles dependiendo de la geometría de la vía; en una pieza recta de la vía o, en su lugar, en una ubicación con aparatos de vía como interruptores y cambios de vía. La Figura 9 contiene fotografías que muestran durmientes de concreto y de madera, ambos utilizados en la intersección entre San Lorenzo Tezonco y Olivos. Con base en la inspección de esta intersección, los durmientes de madera se usan para interruptores y cambios de vía y se encontraban en buenas condiciones, excepto por los que mostraron daños a consecuencia del incidente.

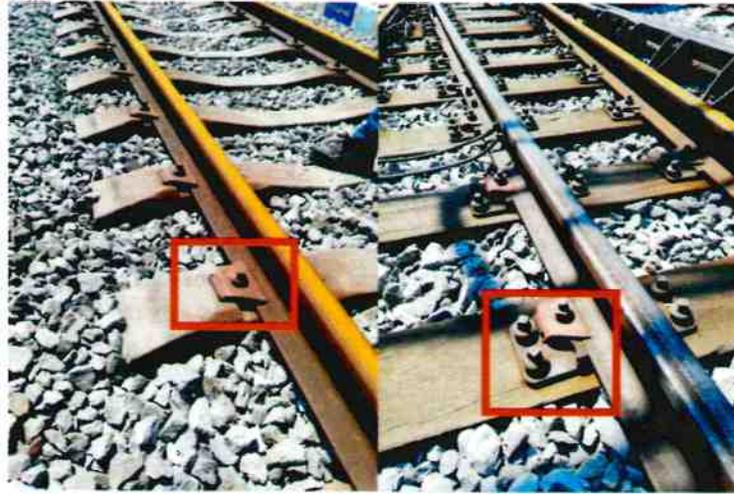


Figura 9. Fotografías que muestran dos diferentes sujetadores de riel que se usaron en la L12, y específicamente en la intersección entre San Lorenzo Tezonco y Olivos; durmientes de concreto (fotografía de la izquierda) y durmientes de madera (fotografía de la derecha).

También se encontró que los componentes a los lados de la vía, como cajas de control e interruptores de locomotora se mantienen en buenas condiciones. La Figura 100 es una fotografía que muestra los componentes de los lados de la vía en una ubicación cercana a la estación San Lorenzo Tezonco.



Figura 10. Equipo a los lados de la vía en la vecindad de la estación San Lorenzo Tezonco (PK10+542).

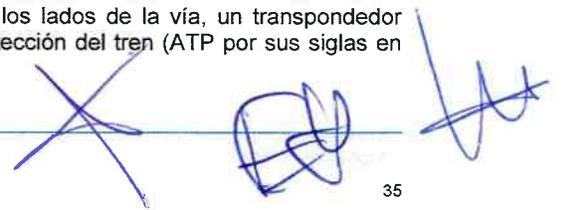
También se realizó una inspección visual al balasto. La Figura 11 y la Figura 12 son Fotografías que muestran las áreas representativas del balasto. Algunas rocas del balasto mostraron una apariencia redondeada, lo que es indeseable; sin embargo, la mayor parte del balasto observado parecía adecuado para su propósito, proporcionando asentamiento y absorbiendo la vibración proveniente de la interfase llanta-riel. La Figura 12 también muestra una baliza, un transpondedor electrónico utilizado dentro de un sistema automático de protección del tren (ATP por sus siglas en inglés) que parece estar en buenas condiciones.



Figura 11. Fotografía que muestra una muestra representativa de las rocas de balasto. Algunas rocas de balasto son redondeadas y se encuentran identificadas dentro del cuadro rojo.



Figura 12. Fotografía que muestra una baliza del subsistema CBTC a los lados de la vía, un transpondedor electrónico utilizado dentro de un sistema automático de protección del tren (ATP por sus siglas en inglés).

Handwritten blue ink signatures and marks, including a large 'X' and a circular stamp, located at the bottom right of the page.

3.1.1.1.2 Sección de la Interestación - Olivos hacia San Lorenzo Tezonco

El colapso ocurrió en una ubicación relativamente cercana al acceso/egreso de/hacia la Estación Olivo, a aproximadamente 120 m. Los rieles de las vías y la Vía Apartadero se encontraban en buenas condiciones, similares a las observadas en el tramo San Lorenzo Tezonco a Olivos, consulte la Figura 13. Se observaron algunos daños en los componentes probablemente como resultado del incidente, es decir: por el descarrilamiento de uno de los bojes del vagón anterior (Vagón 5 del convoy afectado) durante el proceso de retiro del convoy.



Figura 13. Fotografías que muestran algunos daños en los componentes de las vías (durmientes y sujetadores) probablemente como resultado del incidente y del posterior retiro del convoy.

3.1.1.2 Almacén Tláhuac

DNV realizó una visita al Depósito Tláhuac para verificar el almacenamiento de las muestras que se retiraron del sitio del incidente y para realizar una inspección visual del material rodante operado en la línea y, particularmente, del convoy afectado.

La Figura 14 contiene fotografías del Vagón 7 (codificado como 07) del convoy afectado nombrado "Ciudad de México". Los vagones 6 y 7 del convoy afectado se almacenaron descubiertos, mientras que el Vagón 6 estaba cubierto con una especie de lona protectora y por lo tanto, no era posible realizar una inspección visual. La sección más dañada del Vagón 7 se localiza en el extremo que conectaba con el Vagón 6, anterior, mediante una pasarela que permitía el movimiento libre de pasajeros inter-vagón. El equipo del bastidor inferior, incluyendo el marco del boje y los componentes mostraron daños que resultaron del colapso. El interior del vagón también se dañó. La Figura 15 contiene fotografías del Vagón 5 que muestran al boje descarrilado que también se almacenó dentro del área de estacionamiento del material rodante.



Figura 14. Fotografías del Vagón 7 que muestran las áreas de daño.

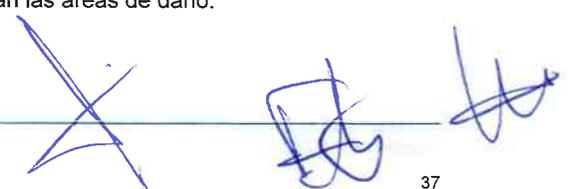




Figura 15. Fotografías del boje del Vagón 5 del convoy afectado "Ciudad de México".

3.1.2 Observaciones Estructurales y Geotécnicas

Especialistas en Ingeniería Civil e Investigación de Fallas/Metalurgia de DNV visitaron el sitio del incidente para observar las condiciones in situ, recolectar evidencia fotográfica, evaluar áreas de afectación estructural o geotécnica, así como para confirmar las ubicaciones de donde se obtendrían las muestras de concreto para las pruebas de laboratorio. Además de las observaciones en el sitio del incidente, la visita y visitas subsecuentes incluyeron observaciones a lo largo de las vías del tren entre las estaciones San Lorenzo Tezonco y Olivos y el sitio del incidente, se realizó una visita al depósito del tren para observar algunos de los carros del tren del incidente, así como para revisar la documentación de diseño y construcción en el repositorio, y se realizaron visitas al almacén de Tláhuac para inspeccionar los componentes estructurales después de la transferencia al área de almacenamiento.

De la Figura 16 a la Figura 19 se muestran fotografías del sitio del incidente que muestran diversas áreas del colapso del tramo elevado. Hay dos secciones primarias asociadas con el tramo que colapsó; la Sección Este y la Sección Oeste. En el centro del tramo, en la ubicación que coincide con la conexión de la Viga T-6, las Vigas Norte y Sur se tuercen, separando las Secciones Este y Oeste. La Sección Oeste mostró un colapso completo, mientras que la Sección Este seguía unida al cabezal de concreto de la Columna 12.

La Figura 21 es una Fotografía que muestra la ubicación en la que la Viga T-6 se une con la Viga Norte (Subviga T-7). Se identificó una grieta de fatiga en la base de T-6 que parece iniciar en la soldadura de filete entre el patín inferior y el alma, y terminar dentro de la Viga T-6. De la Figura 22 a la Figura 24 son fotografías con acercamiento que muestran la ubicación del que se sospecha que es el origen de la grieta. Se observaron marcas curvas en la superficie de las fracturas, consistentes con marcas de fatiga (llamadas marcas de playa⁵) de la macro grieta, indicando que la grieta probablemente se propagó debido a fatiga. Se observaron marcas de playa hasta el punto en el que la grieta transita hacia una dirección diferente. La ubicación de la transición se anota en la Figura 22.

La Figura 25 es una Fotografía que muestra la parte inferior de la Sección Este viendo desde el oeste. Las Vigas Norte y Sur se movieron hacia adentro unas hacia otras y los patines superiores rotaron hacia adentro en relación con los patines inferiores. En el centro, abarcando las Vigas Norte y Sur, se encuentra el marco transversal central del tramo, Marco transversal 3. El marco transversal está deformado, desplazado como resultado del movimiento de las Vigas Norte y Sur. En la parte inferior de las uniones de las losas de concreto precolado hay presencia de manchas de humedad y eflorescencia⁶. La eflorescencia es más pronunciada en la unión que coincide con la ubicación de la falla. La presencia de eflorescencia indica que permeaba agua de la parte superior de la plataforma a través del concreto, probablemente a través de grietas que se hubieran desarrollado dentro del concreto.

En el lado norte del cordón superior asociado con el Marco transversal 3, se observó una grieta que tiene una apariencia muy plana. La Figura 26 contiene Fotografías que muestran la grieta in situ y después de la transportación al área de almacenamiento en el Depósito de Tláhuac. En la fotografía superior, la fractura plana está manchada de un color ligeramente más oscuro que las áreas de los extremos que son de apariencia brillante y áspera/angulada. La presencia de manchas sugiere que las áreas planas eran preexistentes al incidente, mientras que las áreas brillantes y ásperas fueron resultado del incidente. En la foto del fondo, es obvia la diferencia en la topografía y muestra aspectos característicos de forma semi-elíptica en las transiciones a las áreas ásperas. Estas ubicaciones se ilustran usando flechas amarillas en la figura. Los aspectos característicos, junto con la presencia de la fractura plana, sugieren que la grieta se propagó por fatiga. En direcciones opuestas las formas semi-elípticas son dos soldaduras de filete se

⁵ Beach marks - Macroscopic (visible) lines on a fatigue fracture surface that show the location of the tip of the fatigue crack at some point in time. D.J. Wulpi, *Understanding How Components Fail*, ASM International, 2000.

⁶ Efflorescence - Staining of limestones and the formation of powdery [white] deposits on the concrete surface. ASM Handbook, Volume 13C, *Corrosion in Bridges and Highways*, 2006.

realizaron para unir las dos piezas de ángulos de acero (que comprenden el cordón superior) al refuerzo vertical. La Figura 27 contiene fotografías que muestran el punto de conexión entre el Cordón Inferior del Marco transversal 3 y el refuerzo vertical que sirve como placa de conexión para el marco transversal en la Viga Sur. En la fotografía del fondo es aparente que el refuerzo vertical no estaba soldado al patín inferior, un requerimiento de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO por sus siglas en Inglés), Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés), Especificación para el Diseño de Puentes que dice, "los refuerzos usados como placas conectoras para diafragmas o marcos transversales deberán unirse a ambos patines". /2/

La Figura 28 contiene Fotografías que muestran la parte inferior de las losas de concreto precolado que comprenden las plataformas de la Sección Este que se encuentran fuera de las Vigas Norte y Sur. El desplazamiento hacia adentro de las Vigas Norte y Sur es aparente. El desplazamiento expuso las cabezas de los pernos que se soldaron a los patines superiores de las vigas para conectar las vigas principales de acero y la plancha de concreto. La Figura 29 y la Figura 30 son fotografías representativas que muestran las cabezas de los pernos. Se observó que la configuración de los pernos parece estar colocada de forma inconsistente, tanto en el espaciado como en el número de pernos en cada ubicación. En todos los casos, parece que se presentan fallas en los pernos desde la varilla dentro de la soldadura entre el perno y la viga. Adicionalmente, en las ubicaciones en las que los pernos cortaron las vigas, se observó que se dejaron en el sitio ferrules, que se usan en el proceso de soldadura para contener la soldadura en fusión. Estos ferrules debieron haberse retirado después del proceso de soldadura para que cada soldadura pudiera ser inspeccionada visualmente para verificar que fueran soldaduras uniformes y de calidad. /3/ /4/ No hay forma de inspeccionar visualmente las soldaduras sin quitar los ferrules.

Se observaron diversos parches aparentes en la parte inferior de la plataforma (ver Figura 28) que parecían encontrarse en ubicaciones en las que los orificios mal alineados de los paneles precolados se habían parchado durante la construcción y pudieron haber sido la fuente de intrusión de agua y deterioro del concreto al paso del tiempo. También se observó que la plancha de concreto soportada por las vigas consistía en una capa de concreto precolado bajo una capa de concreto colado en el sitio. Se observó que las dos capas estaban conectadas mediante barras de acero del #3. La Figura 31 es una fotografía que muestra varias piezas de acero de refuerzo (varillas de acero) del concreto colado en el sitio que se fracturó en la ubicación de la falla, consulte la ubicación en la Figura 21. Las áreas adyacentes a las fracturas mostraron estrechamiento (una reducción en el área transversal) y los planos de la fractura se encontraban en ángulos de aproximadamente 45 grados con respecto al eje longitudinal de la varilla de acero. Ambas características son indicadores de que la varilla de acero falló en sobrecarga dúctil. No se identificaron grietas o fallas preexistentes en las varilla de acero.

La Figura 32 es una fotografía que muestra el extremo de la Sección Oeste. La Viga T-6 y el diafragma que conecta la Viga T-6 a la Viga Norte rotaron y se separaron del concreto precolado. La Figura 33 y la Figura 34 son fotografías que muestran la ubicación de la fractura entre el diafragma y la Viga Norte que facilitó la rotación observada en la Figura 32. Se observó que la varilla de acero de refuerzo se usó como material de relleno cuando se hicieron las soldaduras. Esta es una práctica de soldadura inaceptable; sin embargo no hay evidencia de fractura plana o fallos preexistentes que indiquen que la falla/separación ocurrió durante el colapso. En la unión del diafragma con la Viga T-6 (Figura 35), se identificó una soldadura a tope deficiente, mostrando una soldadura incompleta, pero dicha soldadura no falló.

Se inspeccionaron los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y la Viga T-6 en busca de evidencia de soldadura residual que pudiera indicar las ubicaciones previas de pernos. La Figura 36, Figura 37, y Figura 38 son ilustraciones que muestran las ubicaciones en las que se identificaron soldaduras remanentes de pernos. La periodicidad, espaciado lateral, y número son inconsistentes, y en algunas ubicaciones faltaban pernos en su totalidad. Por ejemplo, no había pernos en el extremo oeste de la Viga T-6. Los pernos se usaron en el diseño de este tramo elevado para

crear una estructura compuesta. Conforme a los planos del diseño, los pernos debían haber sido soldados en incrementos de 30 cm a lo largo de la longitud de cada viga. Consulte en la Sección 4.2.1.3 - Figura 112 los planos que muestran las ubicaciones y el espaciado que habían sido diseñados para los pernos.

La Figura 39 es una fotografía que muestra el patín superior de la Viga T-6 en el extremo oeste de la Sección Oeste. No había evidencia de pernos y pudo observarse corrosión en parches a lo largo de la longitud. Es probable que estos parches se formaran cuando la viga estuvo en contacto con el concreto precolado. La vibración y/o el movimiento relativo entre el patín superior y la parte inferior del concreto probablemente desgastaron la pintura y facilitaron un mecanismo de corrosión de ajuste. La ausencia de pernos y la evidencia de movimiento relativo entre el acero y el concreto confirma la ausencia de acción compuesta – el acero y las vigas de concreto actuaron de forma independiente en esta ubicación a lo largo de la Viga T-6.

Las marcas de contacto también son evidentes en la Figura 39, originándose en éstos, parches de corrosión. En general, la dirección hacia abajo del eje de la Viga T-6, sufrió una transición para volverse más lateral hacia el este, o al centro del tramo. Esta direccionalidad es la evidencia de soporte de que la falla en la conexión entre el diafragma y la Viga Norte fue una consecuencia de la falla y no el factor de inicio. En otras palabras, no hay evidencia de que el diafragma se estuviera moviendo de forma lateral al eje de las vías.

La Figura 41 y la Figura 42 son fotografías que muestran las Vigas Norte, Sur y T-6 posteriores a la remoción de la cubierta de concreto y de su transportación al área de almacenamiento. Las fotografías fueron tomadas viendo hacia el este ya que las secciones habrían estado orientadas así en el sitio del incidente. Viendo a profundidad, la Viga Norte y la Viga Sur se desvían hacia arriba, lo que corresponde a la Sección Este que aún estaba asentada en el cabezal de concreto de la Columna 12. En esta ubicación, los patines superiores de las Vigas Norte y Sur se apretaban uno contra otro, de manera que los patines superiores están rotados hacia adentro en comparación con los patines inferiores en la misma ubicación. Sin embargo, viniendo hacia la Sección Oeste, los patines superiores rotaron en la dirección opuesta - hacia afuera en relación con los patines inferiores en la misma ubicación. La Tabla 1 contiene un resumen de las observaciones para los miembros estructurales de acero que se hicieron durante las visitas al sitio.

Se observaron tres deformaciones primarias a lo largo de los patines superiores de las vigas Norte, Sur y T-6. La alineación de las deformaciones era cercana a lo largo de la longitud del tramo y se encontraban próximas a la ubicación de la conexión de la Viga T-6, entre el Marco transversal 2 y el Marco transversal 3 (numerados de oeste a este). Las ubicaciones de estas deformaciones se identifican en la Figura 40, Figura 43, y Figura 44.

A partir de la revisión de la documentación de diseño de cimientos se observó que las dos columnas (Columnas 12 y 13) que soportaban la sección de la falla tenían un cimiento poco profundo (losa de cimentación) en el lado este y un cabezal de concreto soportado por una pila (cimiento profundo) en el lado oeste. Se observó que el sitio del incidente se encontraba dentro de un área con condiciones de subsuperficie que estaban en transición desde un área de cama de piedra relativamente poco profunda hasta una zona con depósitos de suelo de mayor grosor. Con base en las diferencias en los tipos de cimiento a lo largo de la zona de falla, se observó que un asentamiento diferencial entre los cimientos poco profundos y profundos podría haber sido un potencial factor contribuyente. Si los dos sistemas de cimentación estabilizaran a diferentes rangos, es posible que el desplazamiento diferencial pudiera haber inducido tensiones/deformaciones dentro del tramo que pudieran haber contribuido con la falla. Otra consideración fue la diferencia en las condiciones de la subsuperficie, y en los tipos de cimentación, lo que podría haber resultado en una respuesta sísmica incoherente entre la cimentación poco profunda y la cimentación profunda. La diferencia en la respuesta sísmica podría haber inducido tensiones/deformaciones y desplazamientos laterales diferenciales en el tramo que pudieron haber contribuido al deterioro de las conexiones/soldaduras estructurales. Adicionalmente y



dependiendo de las características de las condiciones de la subsuperficie en la zona con depósitos de suelo de mayor espesor, la amplificación del movimiento del terreno (que es común en algunas áreas de la Ciudad de México) podría haber causado diferencias significativas en la carga sísmica a lo largo del tramo. También se observó durante la visita al sitio del incidente que no había signos obvios de afección alrededor de las columnas de soporte o en el terreno adyacente que pudiera ser indicativo de potenciales deficiencias en la cimentación.

Tabla 1. Resumen de observaciones que pertenecen a los miembros estructurales de acero.

Miembro Estructural	Sección Oeste	Sección Este
<i>Viga Sur</i>	<ul style="list-style-type: none"> El patín superior no estaba fracturado pero mostraba deformación hacia la superficie interior. El patín inferior estaba intacto sin evidencia de deformación. El alma estaba fracturada (sobre carga de corte) en la unión con el patín inferior. Los marcos transversales mostraron fracturas por sobrecarga en diversas ubicaciones del reforzador vertical. Todos los pernos estaban fracturados. 	<ul style="list-style-type: none"> El patín superior no estaba fracturado pero mostraba deformación hacia la superficie exterior. El patín inferior estaba intacto sin evidencia de deformación. El marco transversal central mostró fracturas por sobrecarga en la vertical. El resto de los marcos transversales estaban intactos. Todos los pernos estaban fracturados, excepto los 7-8 metros cercanos a la columna este.
<i>Viga Norte</i>	<ul style="list-style-type: none"> El patín superior no estaba fracturado, pero mostraba deformaciones hacia la superficie interna. El patín inferior estaba intacto, sin evidencia de deformación. El alma estaba fracturada (sobrecarga de corte) en la unión con el patín inferior. Los marcos transversales mostraban fracturas por sobrecarga en varias ubicaciones del reforzador vertical. Todos los pernos estaban fracturados 	<ul style="list-style-type: none"> El patín superior no estaba fracturado, pero mostraba deformaciones hacia la superficie externa. El patín inferior estaba intacto, sin evidencia de deformación. El marco transversal central mostraba una grieta por fatiga. El resto de los marcos transversales estaban intactos. Todos los pernos estaban fracturados, excepto los 7-8 metros cercanos a la columna este.
<i>Viga T-6</i>	<ul style="list-style-type: none"> El patín superior no estaba fracturado, pero mostraba deformaciones hacia la superficie externa. El patín inferior estaba intacto, sin evidencia de deformación. Una grieta por fatiga de 8.9 cm de largo se localizó en el alma en la base del patín inferior que sufre una transición hacia una grieta por sobrecarga que atraviesa casi toda la altura del alma. Todos los pernos estaban fracturados 	<ul style="list-style-type: none"> No aplica; T-6 termina en la Sección Oeste.
<i>Diafragmas</i>	<ul style="list-style-type: none"> El diafragma entre las Vigas Norte y Sur estaba intacto El diafragma entre las Vigas Norte y T-6 estaba fracturado (sobrecarga) en la soldadura del lado Norte, que incluyó una varilla de acero como material de relleno. 	<ul style="list-style-type: none"> El diafragma estaba intacto.

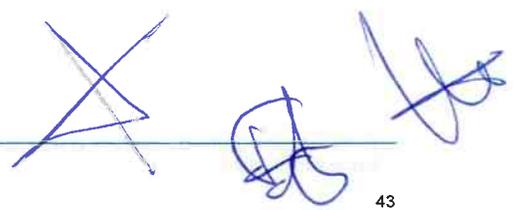




Figura 16. Fotografía que muestra el lado norte de la ubicación de la falla; se ilustran las Secciones Este y Oeste.



Figura 17. Fotografía que muestra la Sección Oeste de la ubicación de la falla, viendo desde el oeste. Pueden verse la Viga T-6 y el diafragma en el extremo lejano de la fotografía.

[Handwritten signatures]

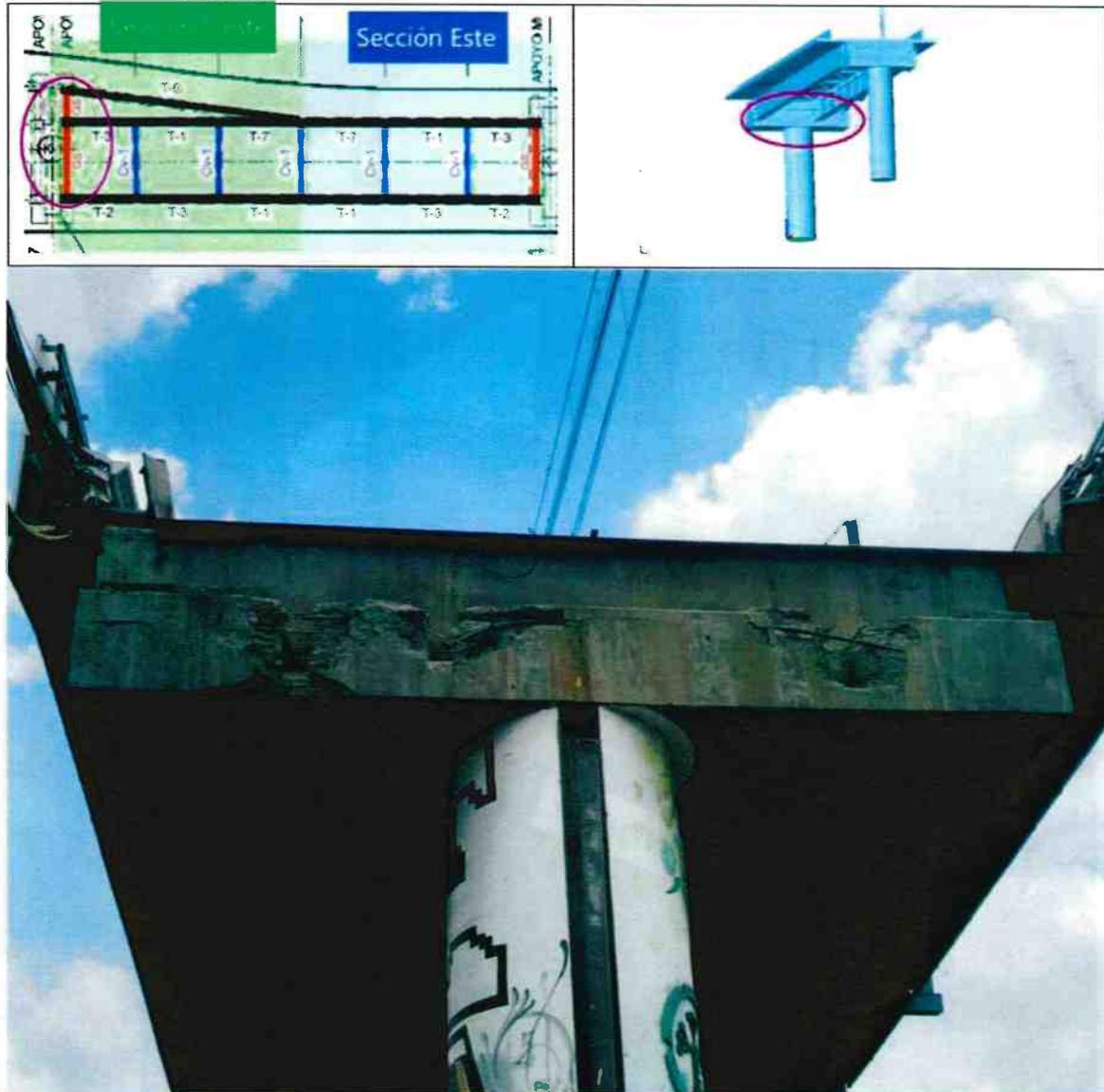
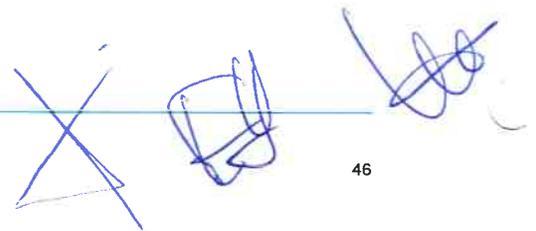


Figura 18. Fotografía que muestra la Columna 13, en donde estaba soportada la Sección Oeste antes de la falla.



Handwritten blue ink marks, including a large 'X' and several scribbles.

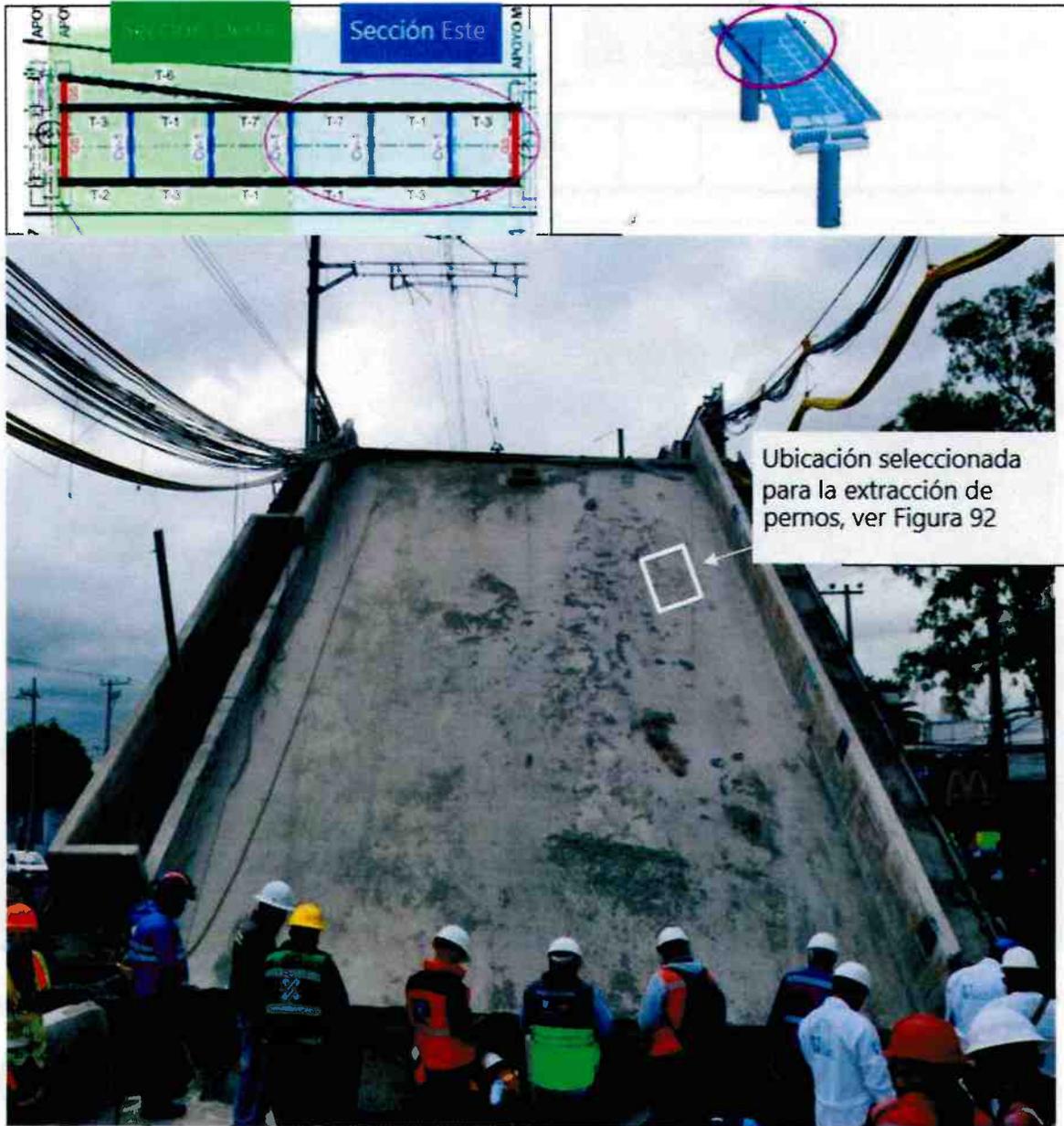
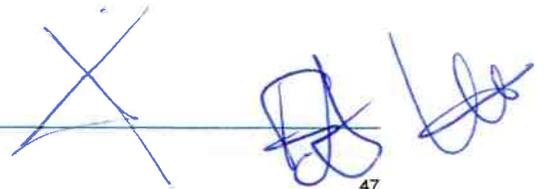


Figura 19. Fotografía que muestra la Sección Este de la ubicación de la falla, viendo desde el Este.



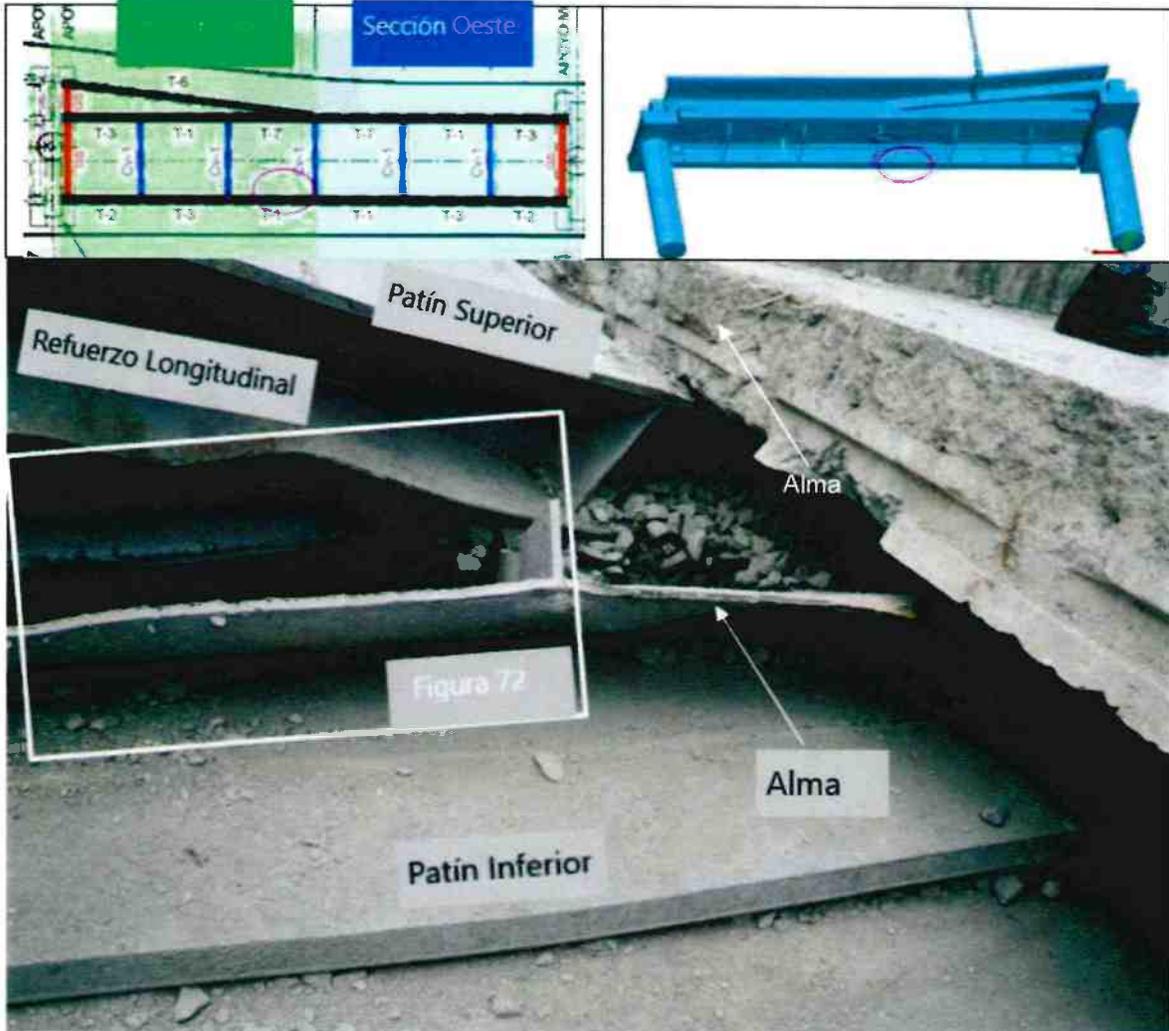
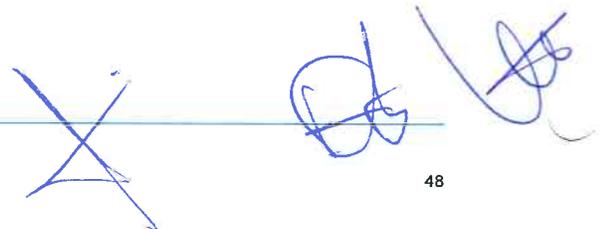


Figura 20. Fotografía que muestra una fractura a lo largo de la soldadura entre el patin inferior y el alma en la Viga Sur.



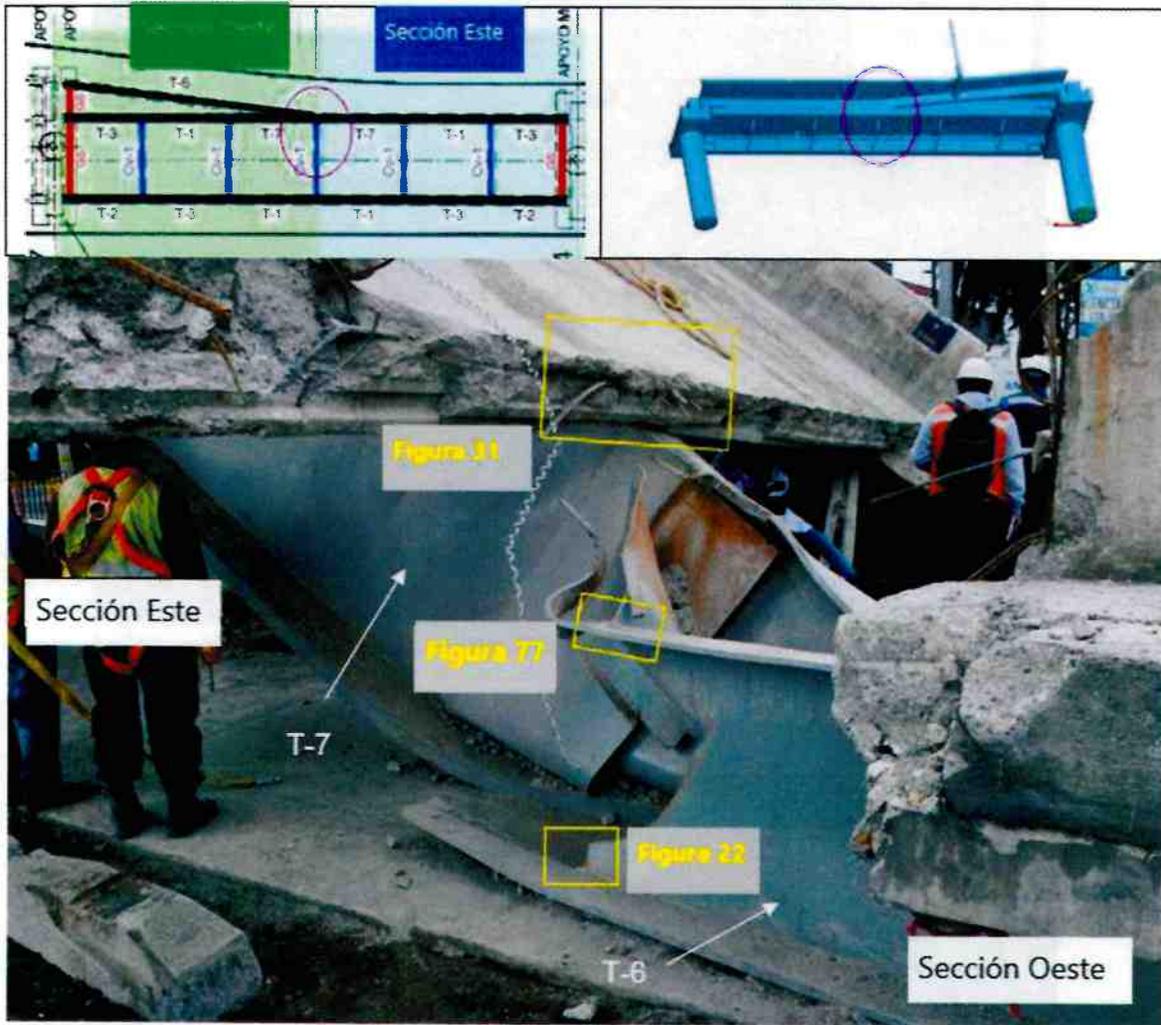
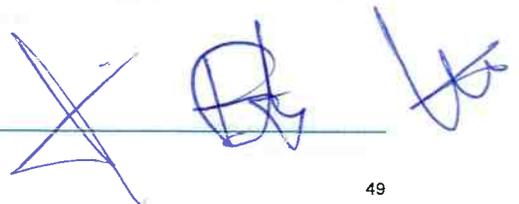


Figura 21. Fotografía que muestra la ubicación de la conexión de la Viga T-6 con la Subviga T-7.



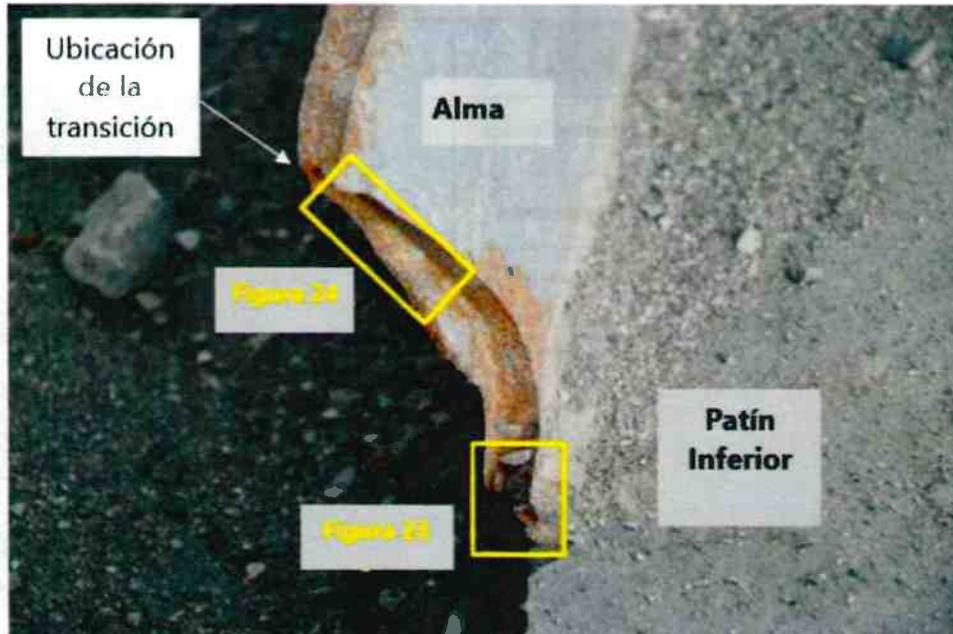


Figura 22. Fotografía que muestra una grieta en el patín inferior de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 21.



Figura 23. Fotografía que muestra el que se sospecha que es el origen de la grieta en la soldadura de filete entre el patín inferior y el alma de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 22.



Figura 24. Fotografía que muestra las marcas de fatiga (marcas de playa) de la grieta a lo largo de la superficie de la fractura en el alma de la Viga T-6. Ubicación indicada en la Figura 22. Escala – Como referencia el espesor de la pared del alma es de 0.5 pulgadas.

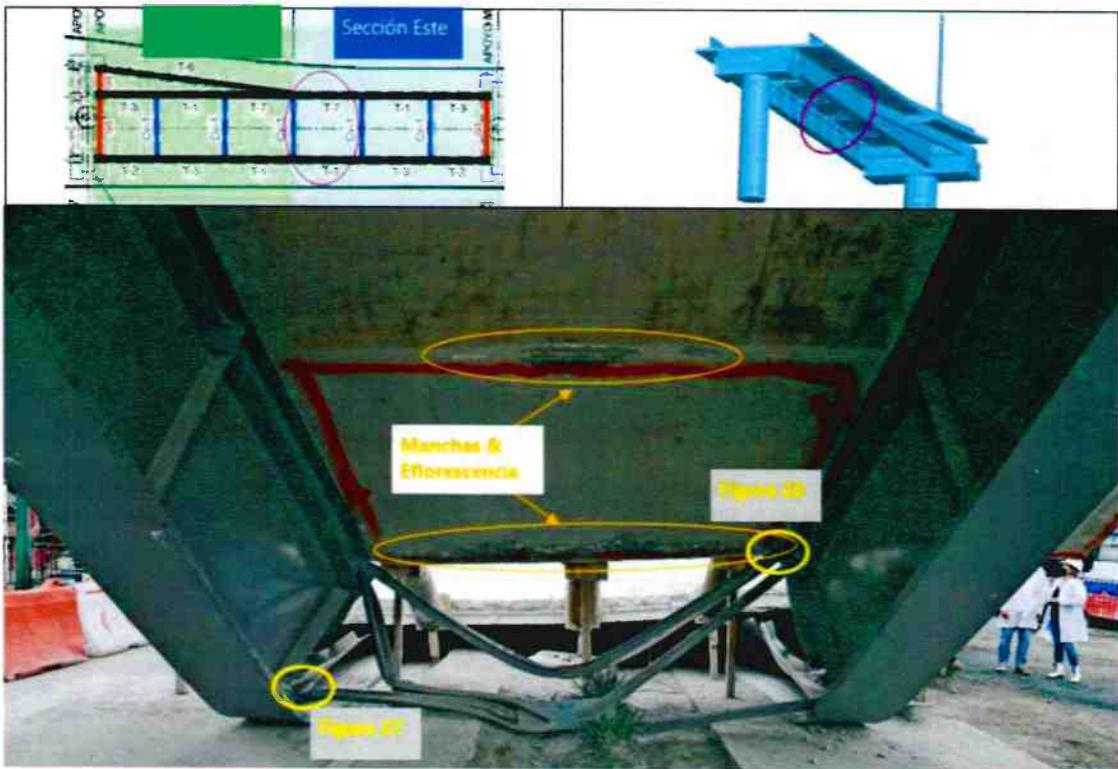


Figura 25. Fotografía que muestra la parte inferior de la Sección Este, viendo desde el oeste. El marco transversal del centro (Marco transversal 3) puede verse deformado debido al desplazamiento de las Vigas Norte y Sur una hacia la otra.

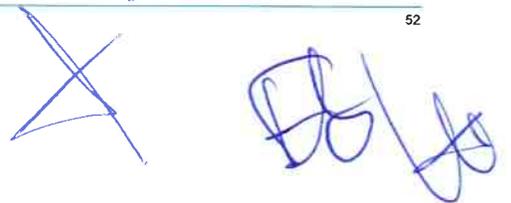




Figura 26. Fotografías que muestran la superficie de la fractura asociada con el cordón superior del Marco transversal 3 antes (parte superior) y después (fondo) de la transportación al área de almacenamiento en el Depósito Tláhuac. Ubicación indicada en la 0. Escala en mm.



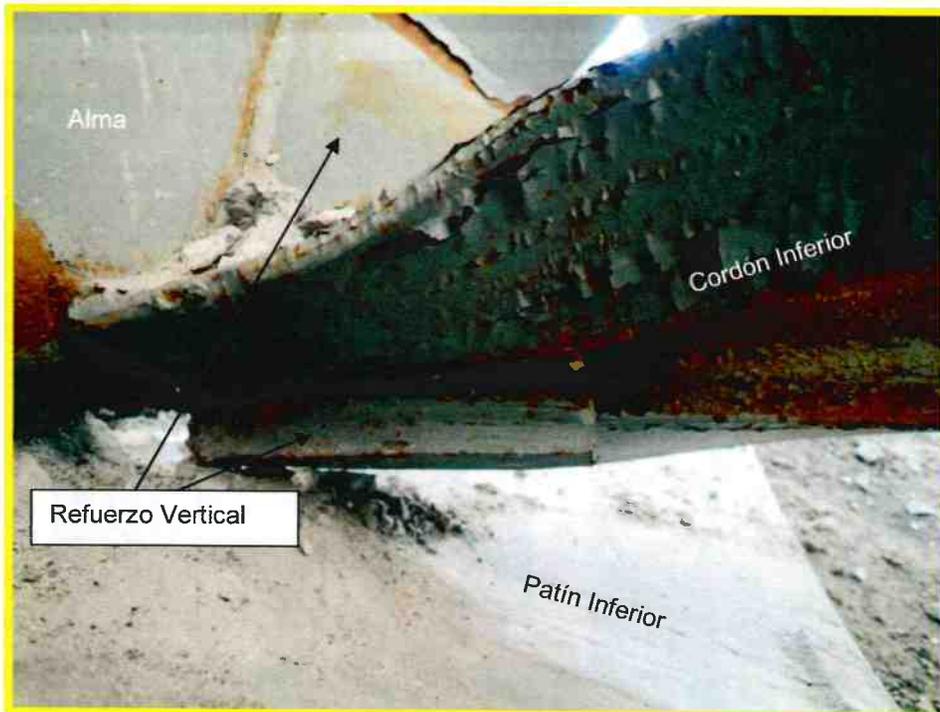


Figura 27. Fotografías que muestran la conexión entre el Cordon Inferior y el Refuerzo Vertical en la Viga Sur del Marco transversal 3. La ubicación se muestra en la 0.



Figura 28. Fotografías que muestran las plataformas externas de la Sección Este, y el movimiento relativo (ilustrado con flechas) de las Vigas Norte y Sur a la plataforma. Pueden verse los parches de concreto espaciados periódicamente adyacentes a la Viga Norte.



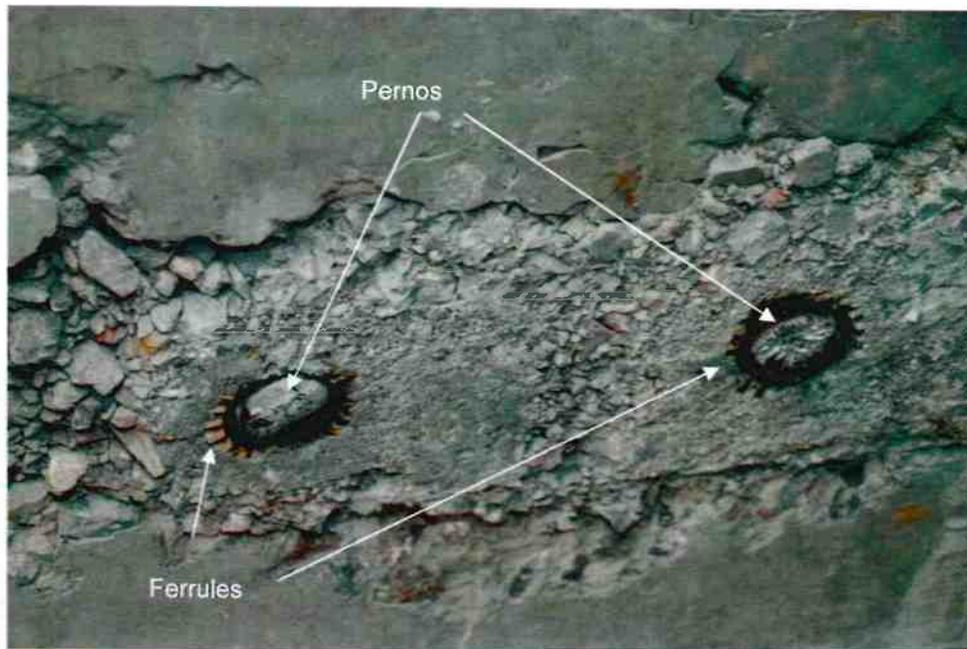


Figura 29. Fotografía que muestra las cabezas de dos pernos (y los ferrules) adyacentes a la Viga Sur en la Sección Este. Ubicación indicada en la Figura 28.



Figura 30. Fotografía que muestra las cabezas de dos pernos (y los ferrules) adyacente a la Viga Norte. Ubicación indicada en la Figura 28.



Figura 31. Fotografía que muestra varias piezas de varilla de acero de refuerzo que muestran evidencia de sobrecarga dúctil. Ubicación indicada en la Figura 21.



Figura 32. Fotografía que muestra el extremo oeste de la Viga T-6 en la Sección Oeste y el diafragma conectando las vigas T-6 y T-3.

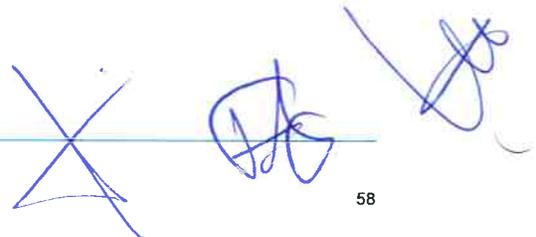




Figura 33. Fotografía que muestra la superficie de una fractura (en el círculo amarillo) en la junta de conexión entre el diafragma y la Viga T-3.



Figura 34. Fotografía de mayor resolución que muestra la superficie de la fractura de junta de conexión que se identifica en la Figura 33; ubicación indicada en la Figura 32.

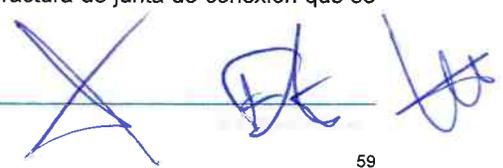




Figura 35. Fotografía que muestra la soldadura a tope que une el diafragma con el patín superior de la Viga T-6; ubicación indicada en la Figura 32.

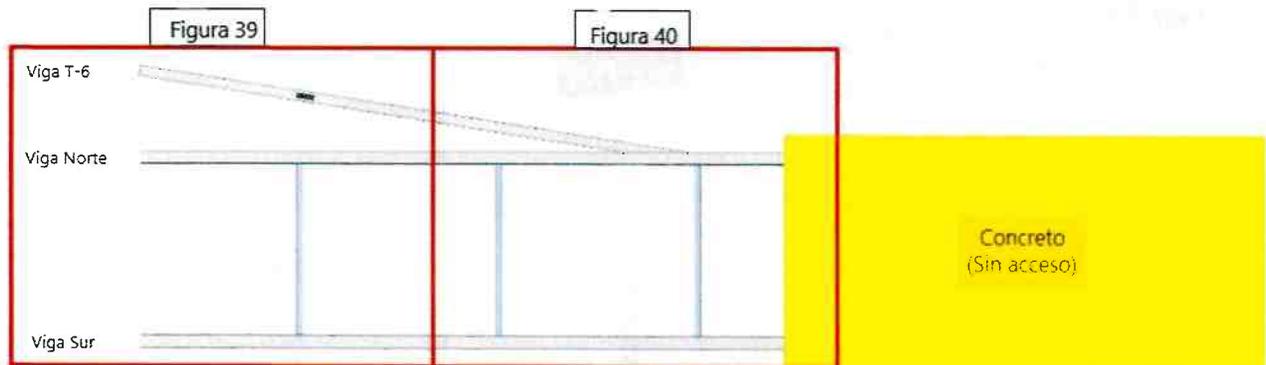


Figura 36. Ilustración que muestra las ubicaciones en las que se identificaron los remanentes de soldadura de pernos en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 de la Sección Oeste. Ubicaciones de la soldadura remanente de los pernos identificadas con círculos rojos.



Three handwritten signatures in blue ink are located at the bottom right of the page.



Viga T-6



Viga Norte



Viga Sur



Figura 37. Ilustración que muestra las ubicaciones en las que se identificaron soldaduras remanentes de los pernos (círculos rojos) en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 de extremo oeste de la Sección Oeste. La ubicación se muestra en la Figura 36.

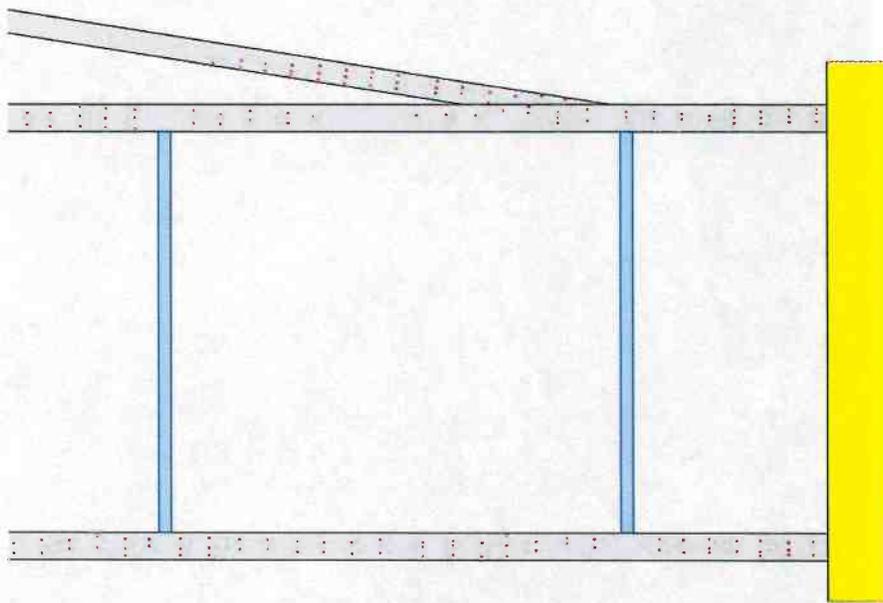


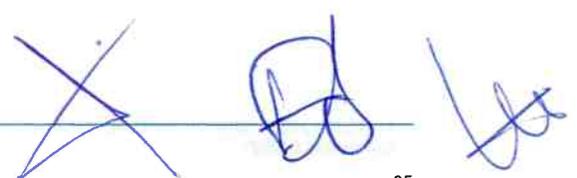
Figura 38. Ilustración que muestra las ubicaciones donde se identificaron remanentes de soldaduras de pernos (círculos rojos) en los patines superiores de las Vigas Norte y Sur y en la Viga T-6 del extremo este de la Sección Oeste. La ubicación se muestra en la Figura 36.



Figura 39. Fotografía que muestra el patín superior de la Viga T-6 en el extremo oeste de la Sección Oeste, y la ausencia de pernos. Las flechas amarillas identifican la direccionalidad de las marcas de contacto observadas.



Figura 40. Fotografía que muestra una deformación en el patín superior de la Viga T-6 en la Sección Oeste.



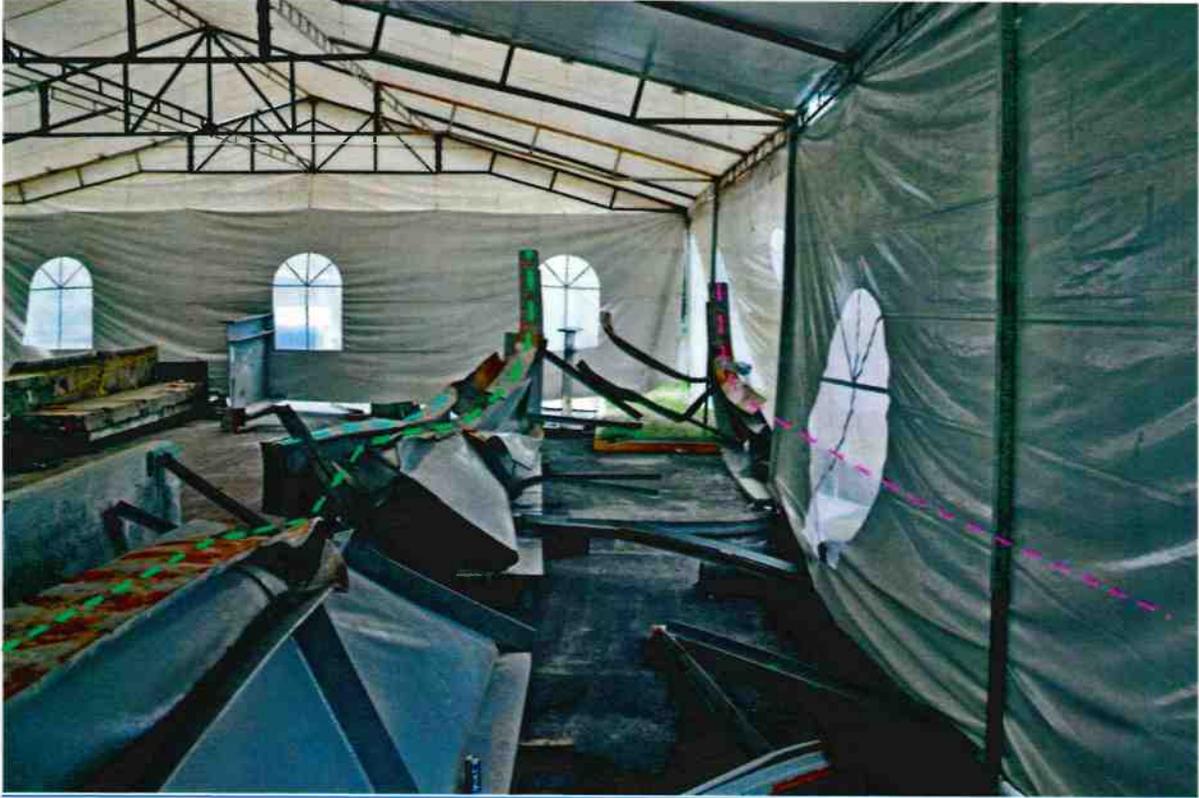


Figura 41. Fotografía que muestra los miembros estructurales (viendo desde el este) después de que la cubierta de concreto se retiró. Los patines superiores de la Viga T-6 (azul), Viga Norte (verde), y Viga Sur (rosa) se destacaron usando líneas punteadas.



Figura 42. Fotografía que muestra la Viga Sur (viendo desde el Este) después de que se retiró la cubierta de concreto. El patín superior se destaca usando una línea punteada rosa.

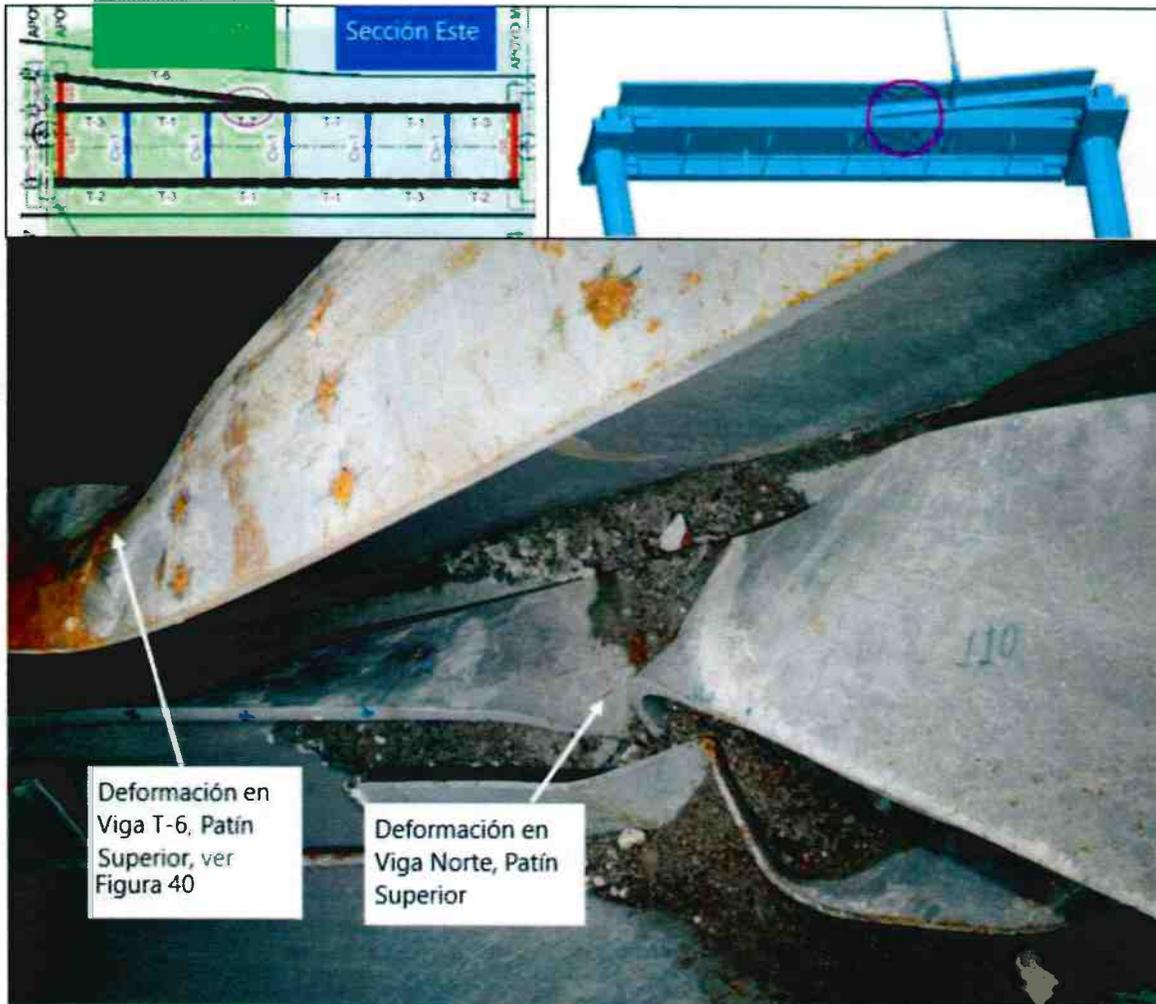
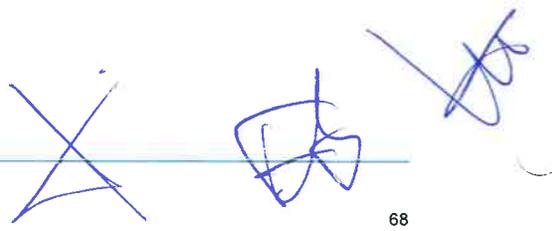


Figura 43. Fotografía que muestra las ubicaciones de las deformaciones principales en la Viga Norte y en la Viga T-6 en el área de almacenamiento.



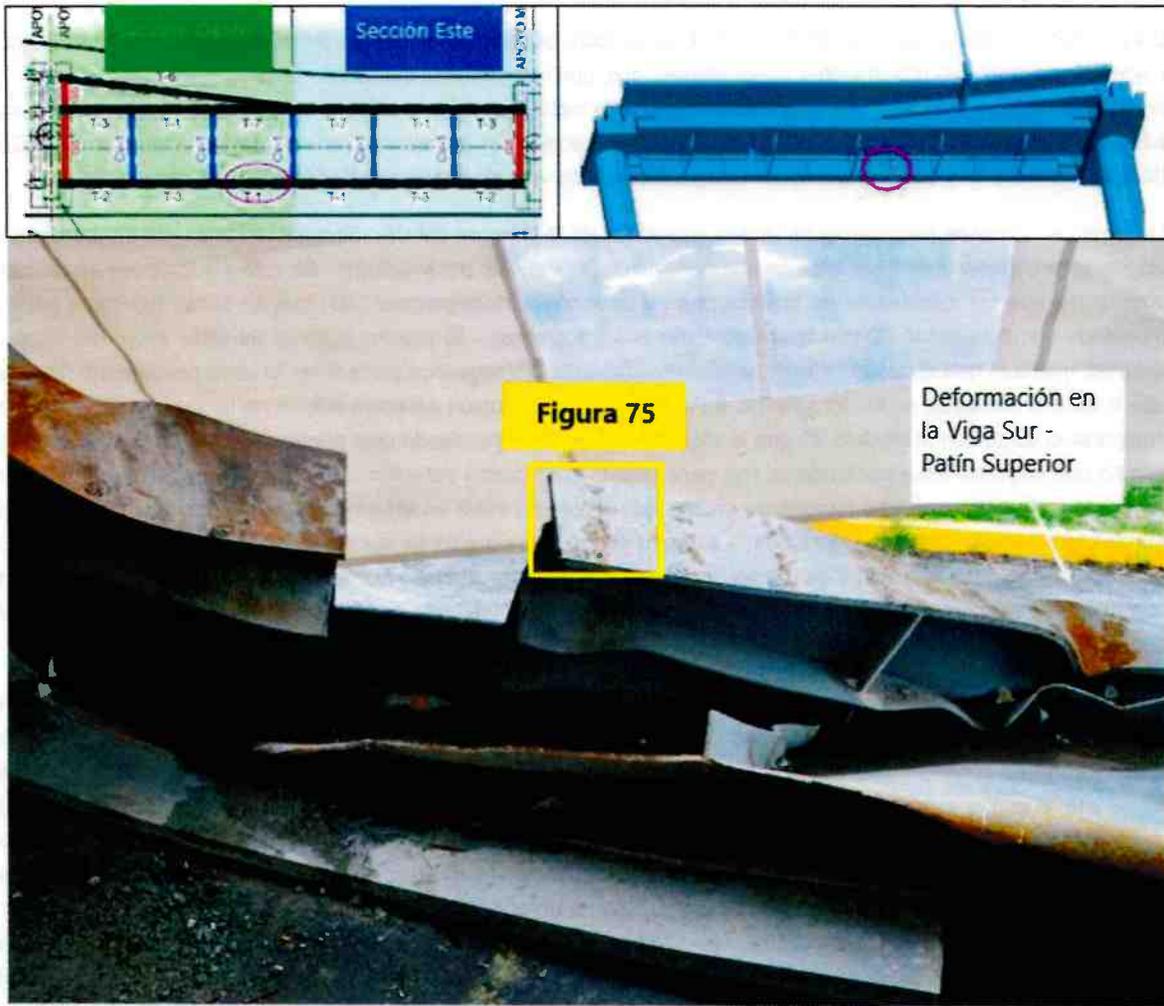
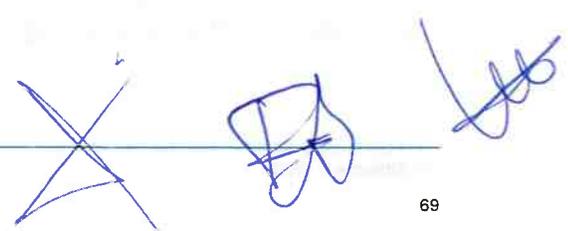


Figura 44. Fotografía que muestra una deformación en el patín superior de la Viga Sur, a lo largo de las deformaciones identificadas en la Viga Norte de la Sección Oeste (ver Figura).



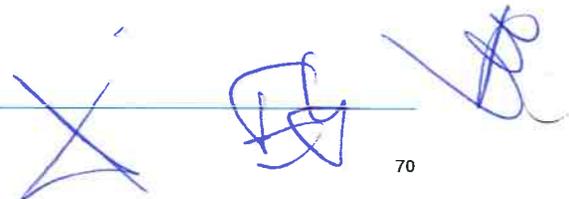
3.2 Historial de Imágenes y Escaneos

DNV revisó el historial de fotografías y videos disponibles del sitio del incidente del Metro para identificar cualquier evidencia de daños o movimientos preexistentes que pudieran ofrecer elementos a la secuencia de eventos que finalmente llevaron a la falla. La información disponible incluyó videos de sitio del incidente que se obtuvieron de la cámara de seguridad de la calle (C5), material en video tomado por drones adquirido durante una inspección en 2019 de las Columnas 12 y 13 e imágenes de Google Street View que se obtuvieron de 2019 y 2020.

La Figura 45 contiene fotogramas de videos adquiridos de la Cámara del C5. Se ajustó el brillo y el contraste de los videos para iluminar mejor los componentes estructurales del sitio del incidente. Se rotó y sobrepuso en la misma orientación que los fotogramas de la videocámara un modelo tridimensional (3D) que se construyó como parte de modelado computacional. Dicha figura contiene dos fotogramas. El cuadro superior es justo antes del inicio del colapso, mientras que el cuadro inferior es aproximadamente 0.5 segundos posteriores al inicio del colapso. Se dibujó una línea gris punteada en los fotogramas para identificar la ubicación del patín inferior de la Viga Norte. Es claro al comparar el video con el modelo 3D que la Viga Sur no puede verse desde esta perspectiva. En el cuadro inferior se añadió una segunda línea punteada en rojo para reflejar la ubicación del patín inferior de la Viga Norte en este punto del tiempo. Con base en este fotograma, parece que el colapso inicia en el tramo central, cerca de la ubicación en la que la Viga T-6 se une con la Viga Norte. La Figura 46 es un fotograma de aproximadamente 1 segundo después de que inició el colapso. Ahora la Viga Sur se encuentra a la vista del cuadro y puede verse cayendo a lo que parece ser una distancia similar del suelo que la Viga Norte, sugiriendo que la falla de las Vigas Norte y Sur ocurrió casi al mismo tiempo.

En diciembre de 2019 se realizó una inspección a los pilares de concreto y a los cabezales usando drones a control remoto que capturaran fotografías y video de cada columna. La Figura 47, Figura 48, y Figura 49 son cuadros del video capturado durante dicha inspección. La Figura 47 muestra el lado norte, entre las Columnas 12 y 13; la Viga Norte y la Viga T-6 específicamente. Se añadieron líneas rectas a la imagen para ilustrar la significativa deflexión hacia abajo asociada con la Viga Norte y la Viga T-6. Las líneas fueron dibujadas al final del patín inferior de cada viga. La distancia entre esta línea y el patín inferior corresponde a la cantidad de deflexión. Se estima que la deflexión es mayor que el espesor del patín inferior de la Viga Norte en el centro del tramo, que es de 3 pulgadas. Este es un valor mínimo ya que el cabezal de la Columna 12 bloquea la terminación de la Viga Norte, lo que desplazaría la línea roja e indicaría una deflexión más negativa. Adicionalmente, existe una rotación notable del soporte de luz elevadizo que se enlaza en T-6. Se estima que esta rotación es de aproximadamente 3 grados. La Figura 48 muestra la Viga Sur entre las Columnas 12 y 13. Similar al lado norte, se observa deflexión negativa; sin embargo, la cantidad parece ser menor a la que se identifica en las vigas Norte y T-6. Para comparación, la Figura 49 muestra el lado sur del tramo entre las Columnas 13 y 14; un tramo al Este del sitio del incidente. Igualmente, se dibujó una línea en donde termina el patín inferior de la viga. No hubo deflexión negativa observable asociada con este miembro.

También se revisaron imágenes de Google Street View de varios años incluyendo 2011, 2015, 2017, 2018, 2019, y 2020. La Figura 50 es una captura de pantalla del sitio del incidente capturada de Google Street View desde el lado sur (agosto 2019). Puede observarse una distancia entre las losas de concreto precolado, al igual que manchas de humedad y eflorescencia. El fotograma tomado por drones en la Figura 47 mostró una deflexión negativa significativa en el tramo; es probable que esta deflexión haya impedido el drenaje apropiado del agua, resultando en la mancha de humedad y eflorescencia en esta ubicación. La Figura 51 contiene capturas de pantalla de la ubicación de la falla de 2015 y 2017 que muestran una progresión en la mancha de humedad y eflorescencia al paso del tiempo. La mancha de humedad no se observa en las imágenes de 2011.



En la misma captura de pantalla de la Figura 50, se modificaron el brillo y el contraste de la imagen (Figura 52) y se pudieron observar áreas locales de deformación y pandeo del refuerzo longitudinal de la Viga Norte. La condición de carga que causaría este tipo de deformación es un movimiento lateral de la Viga Norte hacia la Viga Sur y/o una deflexión vertical descendente de la Viga Norte. La Figura 53 es una fotografía que muestra la misma ubicación después del colapso. La deformación es evidente en el refuerzo longitudinal (ilustrado por la flecha rosa) y es adyacente a las dos deformaciones identificadas en los patines superiores de las vigas Norte y T-6. La Figura 54 contiene imágenes de Google Street View de 2011. No hay evidencia de mancha de humedad en el concreto o de deformaciones en el refuerzo longitudinal en ese momento. La Deformación del refuerzo longitudinal se identificó por primera vez en la imagen de Google Street View de enero de 2017 (Figura 51), aproximadamente ocho meses antes del terremoto en Puebla de 2017.

La Figura 55 es una captura de pantalla del sitio del incidente tomada de Google Street View desde el lado norte (marzo de 2020). Puede verse el marco transversal del centro (Marco transversal 3) arqueándose hacia el Este, en dirección de la flecha verde que se muestra en la imagen. La Figura 56 es una fotografía que muestra el mismo marco transversal después del colapso. Ahora el marco transversal está deformado en la misma dirección (hacia el Este) que se muestra en la Figura 55.

La presencia de deformaciones en el refuerzo longitudinal y deformaciones en el marco transversal del centro indican que las condiciones que llevaron al colapso están relacionadas con el movimiento lateral de la Viga Sur, y posiblemente de la Viga Norte. En otras palabras, las Vigas Norte y Sur se cargaron de tal manera que se estuvieron moviendo una hacia la otra antes de la falla. Estas deformaciones no eran detectables en una inspección visual simple.



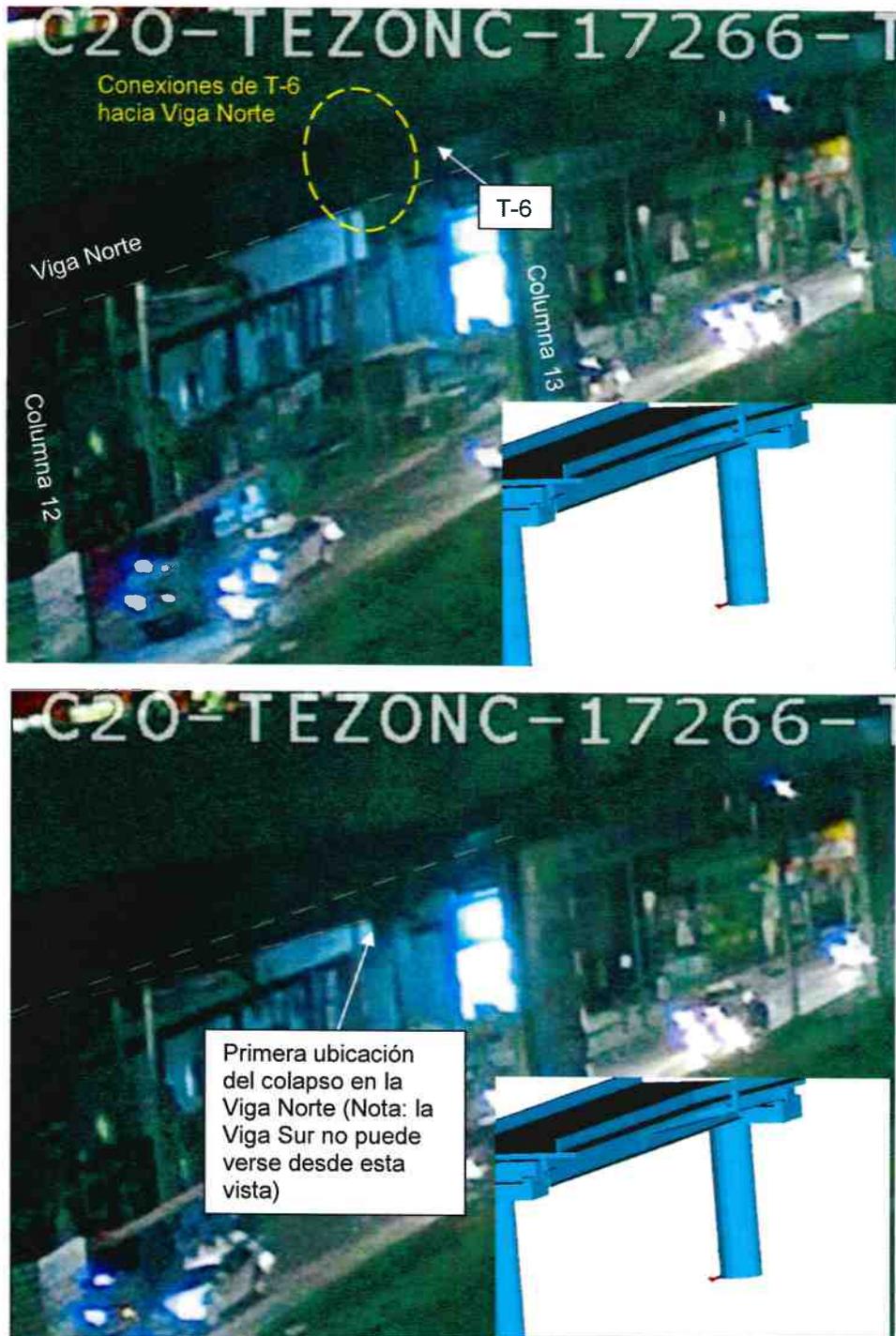


Figura 45. Fotogramas extraídos de la secuencia en video de una cámara de seguridad en la calle (C5) aproximadamente a las 22:11:15 del 3 de mayo de 2021. El marco superior se encuentra justo antes del inicio del colapso y el marco inferior aproximadamente 0.5 segundos después.



Figura 46. Fotograma extraído de la secuencia en video de una cámara de seguridad en la calle (C5) aproximadamente a las 22:11:15 del 3 de mayo de 2021, aproximadamente 1 segundo después del inicio del colapso.

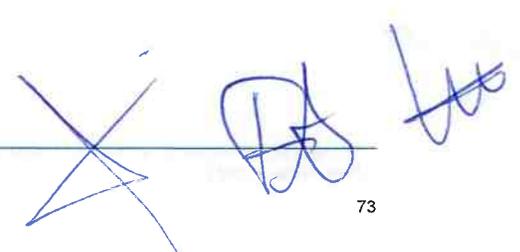




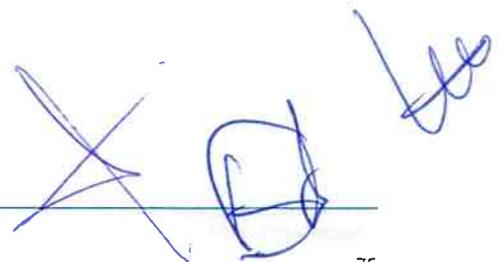
Figura 47. Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre de 2019 que muestra una importante deflexión negativa de la Viga Norte y de la Viga T-6 entre las Columnas 12 y 13.



Handwritten signature and a large 'X' mark in blue ink.



Figura 48. Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre de 2019 que muestra la deflexión negativa de la Viga Sur entre las Columnas 12 y 13.



A handwritten signature in blue ink, consisting of several stylized, overlapping loops and lines.

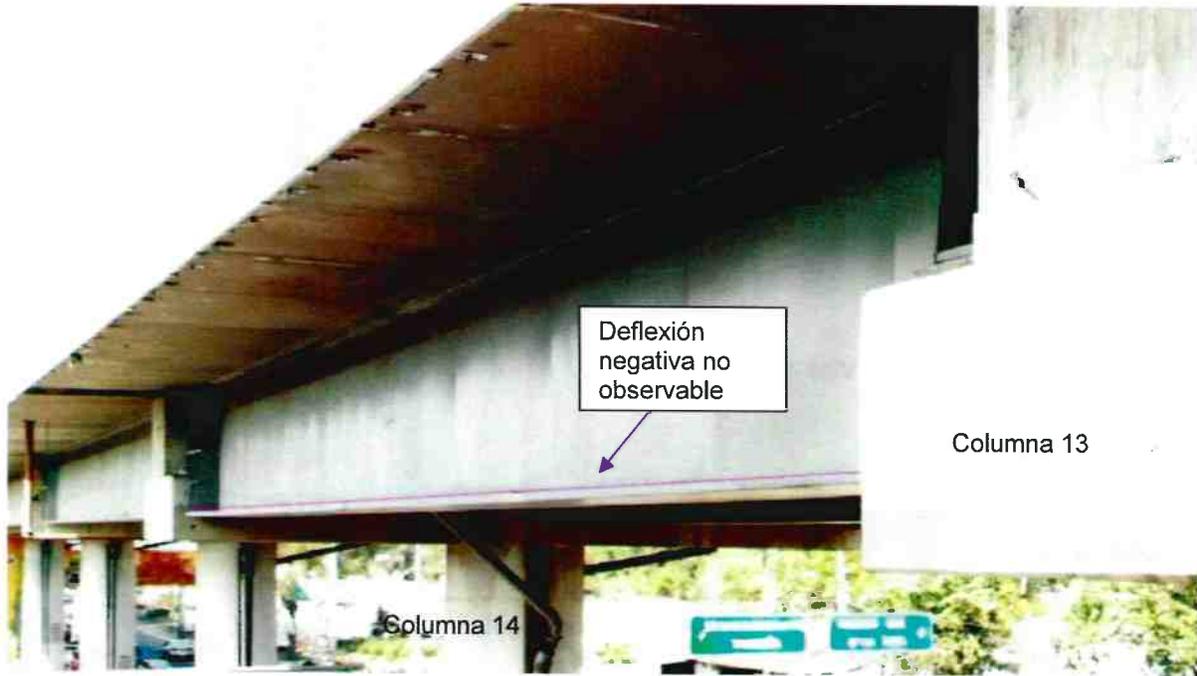
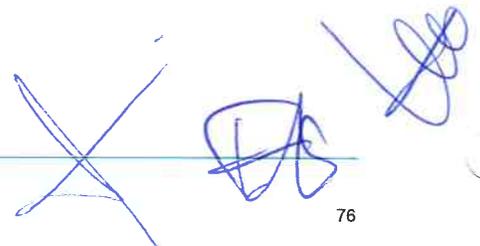


Figura 49. Fotograma adquirido de una secuencia en video de una inspección por drones realizada en diciembre 2019 que no muestra deflexión observable en la viga del lado sur del tramo entre las Columnas 13 y 14; un tramo al Este del sitio del incidente.



Handwritten signature and initials in blue ink.

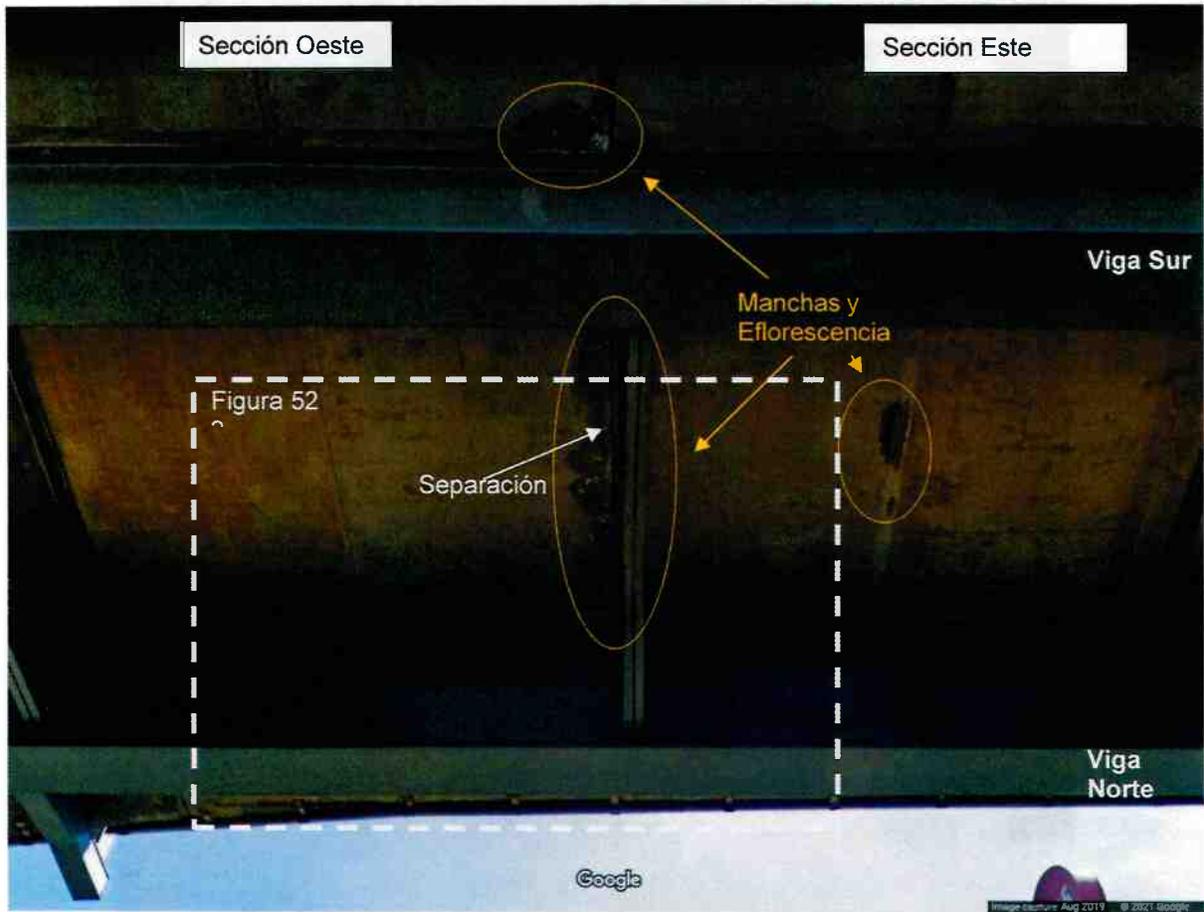


Figura 50. Captura de pantalla tomada de Google Street View (agosto 2019) que muestra una separación entre el concreto precolado, mancha de humedad, y eflorescencia en la ubicación de la falla.

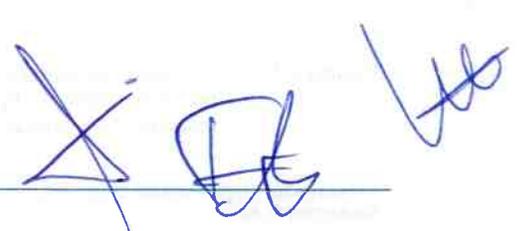
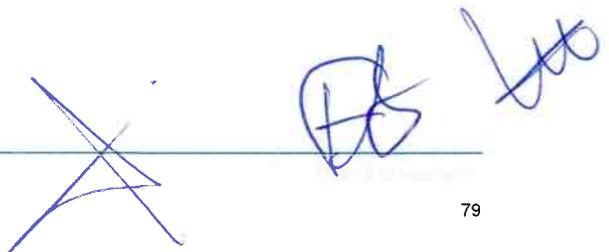




Figura 51. Capturas de pantalla tomadas de Google Street View en 2015 (superior) y 2017 (inferior) que muestra una progresión en la mancha de humedad y eflorescencia (círculos anaranjados) y deformación del refuerzo longitudinal (círculos rosas) en la ubicación de la falla.



Figura 52. Captura de pantalla tomada de Google Street View (agosto 2019) que muestra las áreas de deformación a lo largo del refuerzo longitudinal en la Viga Norte. Nota: Se ajustó el contraste y el brillo de la imagen original para mejorar las áreas que se encuentran entre sombras. Área indicada en la Figura 50.



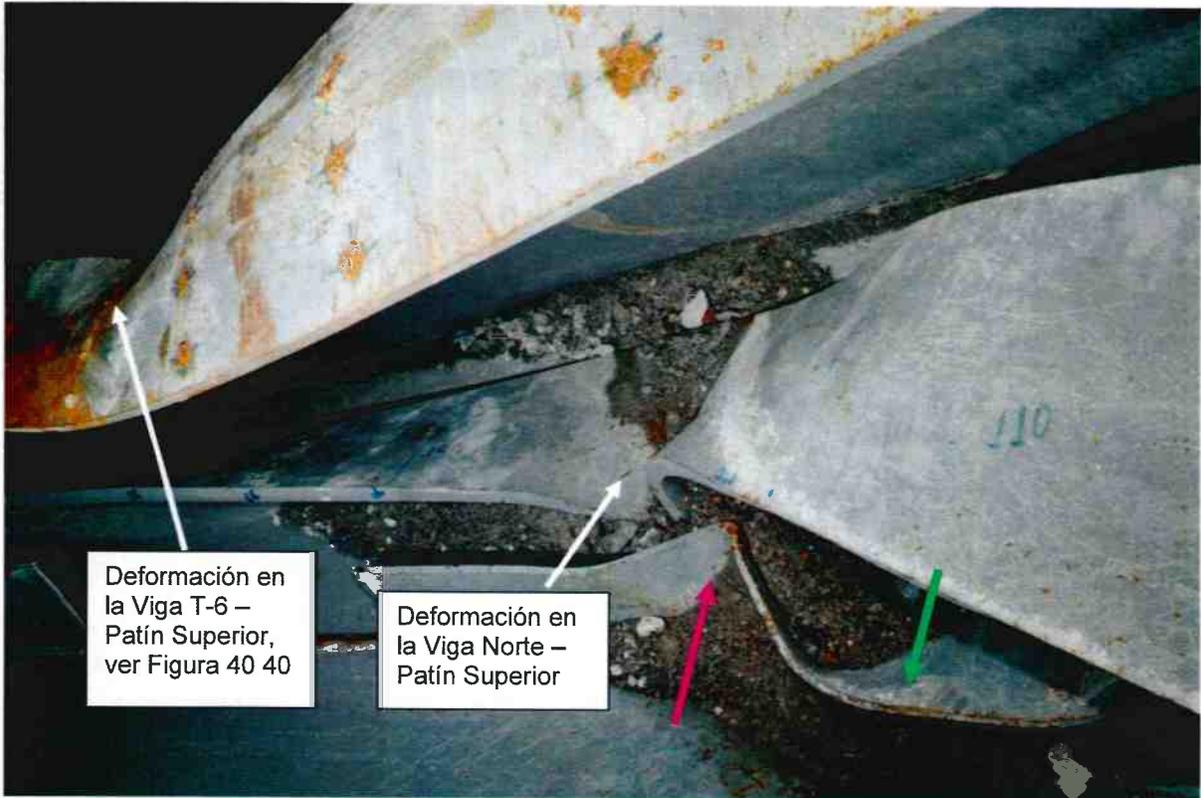
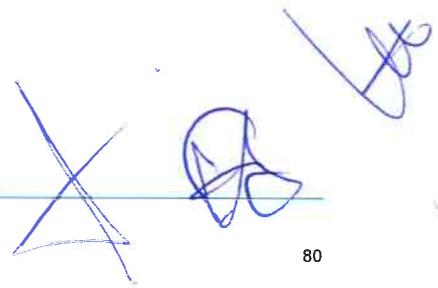


Figura 53. Fotografía que muestra las ubicaciones de la deformación principal en la Viga Norte y en la Viga T-6 de la Sección Oeste, en relación con la deformación anterior capturada por Google Street View en agosto de 2019, refiérase a las correspondientes flechas rosas y verdes de la Figura 52.



Handwritten signatures in blue ink, including a large 'X' and several illegible scribbles.

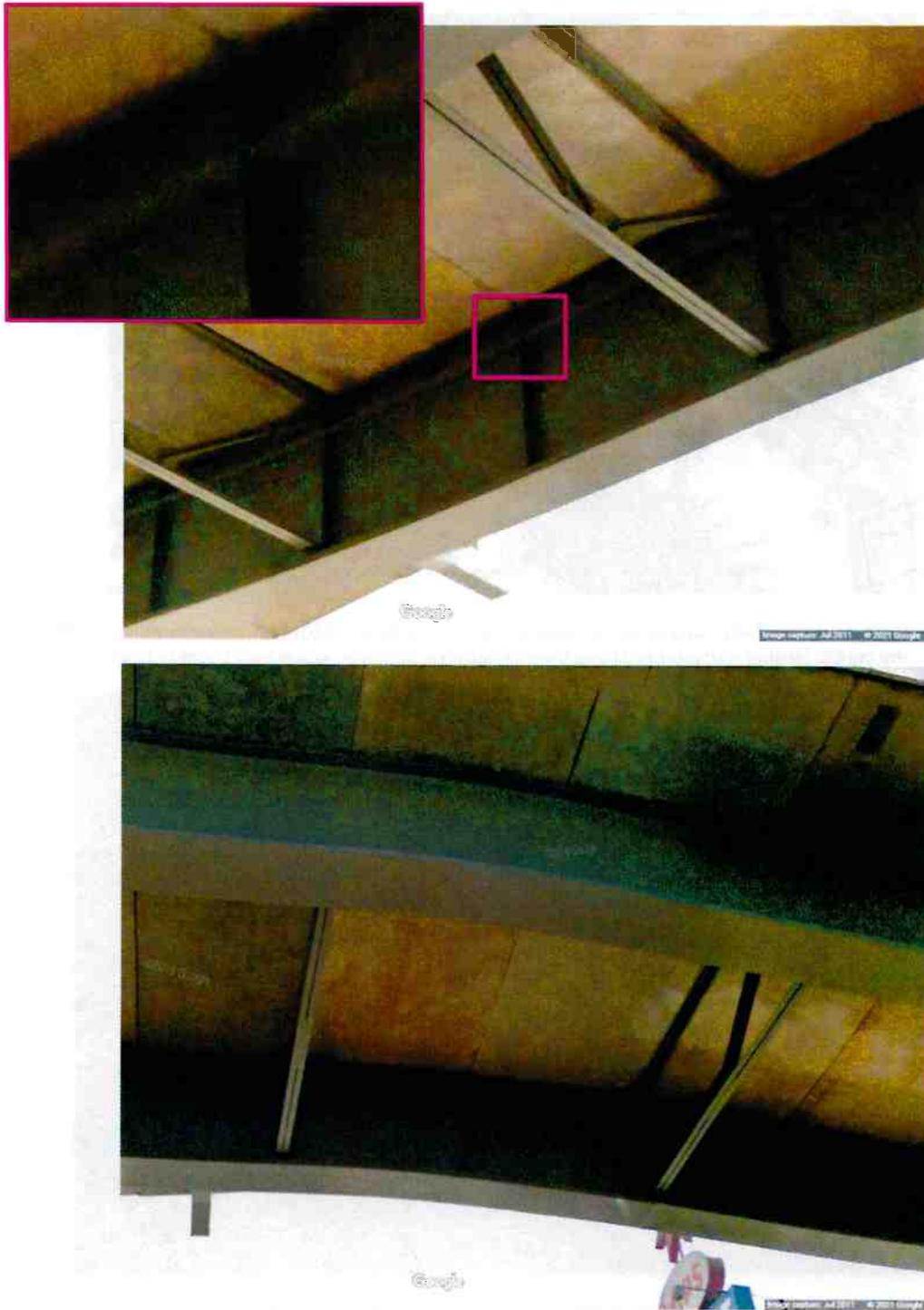


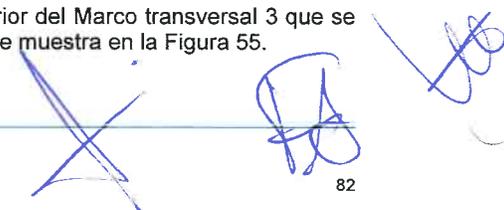
Figura 54. Capturas de pantalla tomadas de Google Street View en 2011 que no muestran evidencia de mancha de humedad, eflorescencia, o deformación del refuerzo longitudinal en la ubicación de la falla.



Figura 55. Captura de pantalla tomada de Google Street View (marzo 2020) que muestra el marco transversal del centro (Marco transversal 3) que parece haberse doblado (arqueado) hacia la Columna 13.



Figura 56. Fotografía de la ubicación de la falla que muestra el cordón superior del Marco transversal 3 que se arqueó en la misma dirección, hacia la Columna 13, como el que se muestra en la Figura 55.



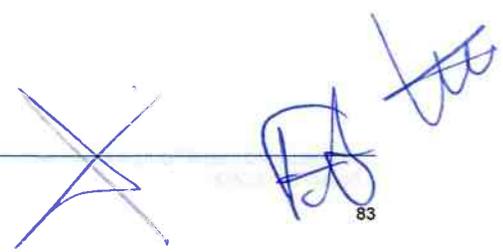
3.3 Revisión Geotécnica

DNV revisó la información geotécnica disponible sobre el sitio del incidente del Metro para entender las condiciones de soporte de la cimentación así como las condiciones generales de la subsuperficie en el área general. Se consideró que entender las condiciones de la subsuperficie era un aspecto importante de la investigación de DNV con el fin de evaluar los posibles factores contribuyentes, evaluar la respuesta sísmica durante terremotos anteriores, y desarrollar valores para los parámetros de los modelos numéricos desarrollados para la evaluación.

Con base en la caracterización geotécnica de la Ciudad de México reportada en los Estándares Técnicos Complementarios a las Regulaciones de Construcción del Distrito Federal /5/, existen tres diferentes zonas geotécnicas en el Distrito Federal como se resume a continuación:

- **Zona I:** Colinas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente del lago, con capas intercaladas de depósitos de arena suelta o suelos cohesivos relativamente suaves. La zona también incluye cavidades dentro de la base rocosa, cavernas y túneles cavados en el suelo para explotar de forma no controlada rellenos sanitarios y minas de arena.
- **Zona II:** Zona de transición, con depósitos de suelo que consisten predominantemente de arena y limos arenosos entremezclados con capas de arcilla lacustre que se extienden a profundidades de 20 m o menos. El espesor de los depósitos de suelo varía de decenas de centímetros a varios metros.
- **Zona III:** Zona de arcilla lacustre, compuesta por depósitos de arcilla altamente comprimible con capas entremezcladas de arena con un contenido variable de limo o arcilla. Las capas arenosas son generalmente de densidad media a muy densa con espesores variables que van de centímetros a varios metros. Los depósitos del lago están cubiertos usualmente por suelos aluviales, material orgánico y material de relleno. El espesor de esta zona puede ser de más de 50 m.

Las zonas geotécnicas del Diario Oficial del Distrito Federal del 2004 y la ubicación del sitio del incidente se muestran en la Figura 57. Con base en la zonificación de 2004 (que se encontraba en vigor cuando se diseñó la L12 del Metro), el sitio del incidente del Metro se encontraría dentro de la Zona III aunque cerca del límite con la zona de transición de la Zona II. Es importante observar que la zonificación geotécnica se ha actualizado desde entonces como se muestra en la Figura 58. Con base en el mapa más actualizado (2017), el sitio del incidente del Metro se encontraría dentro de la Zona II (Zona de Transición).



Handwritten signature and initials in blue ink, including a large 'X' and the letters 'AA' followed by 'ts'.

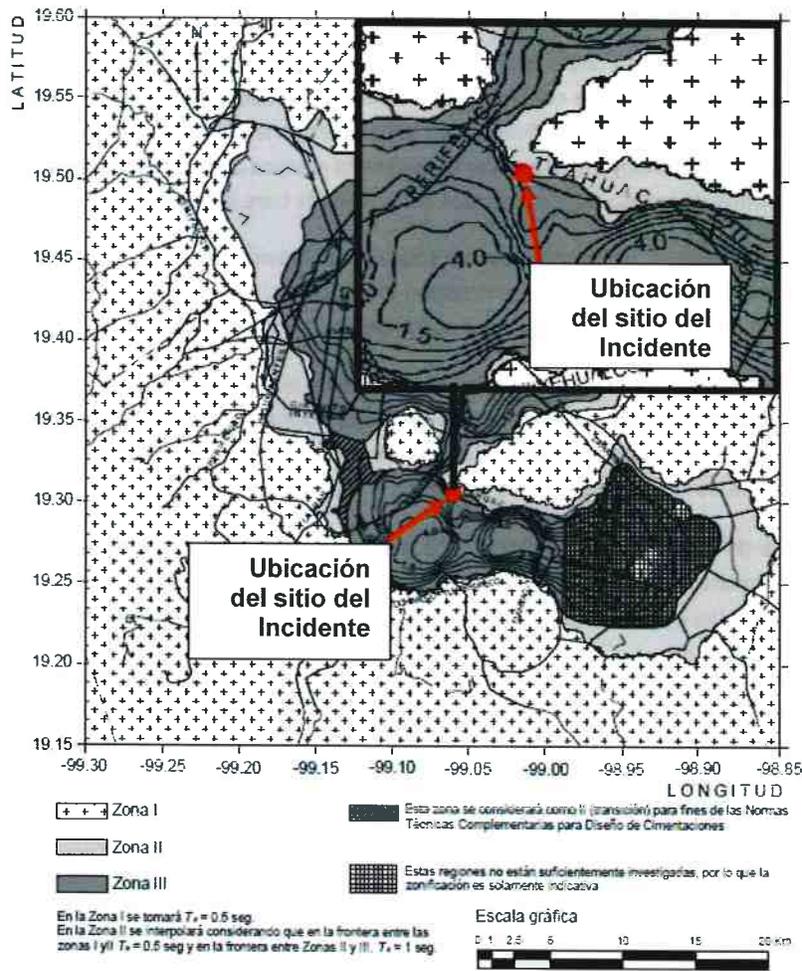
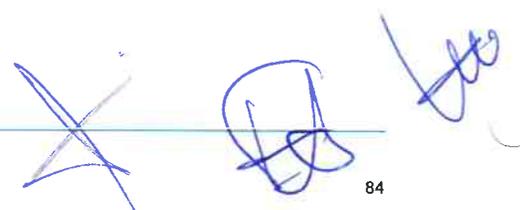


Figura 57. Zonas Geotécnicas de la Ciudad de México (2004) /5/.



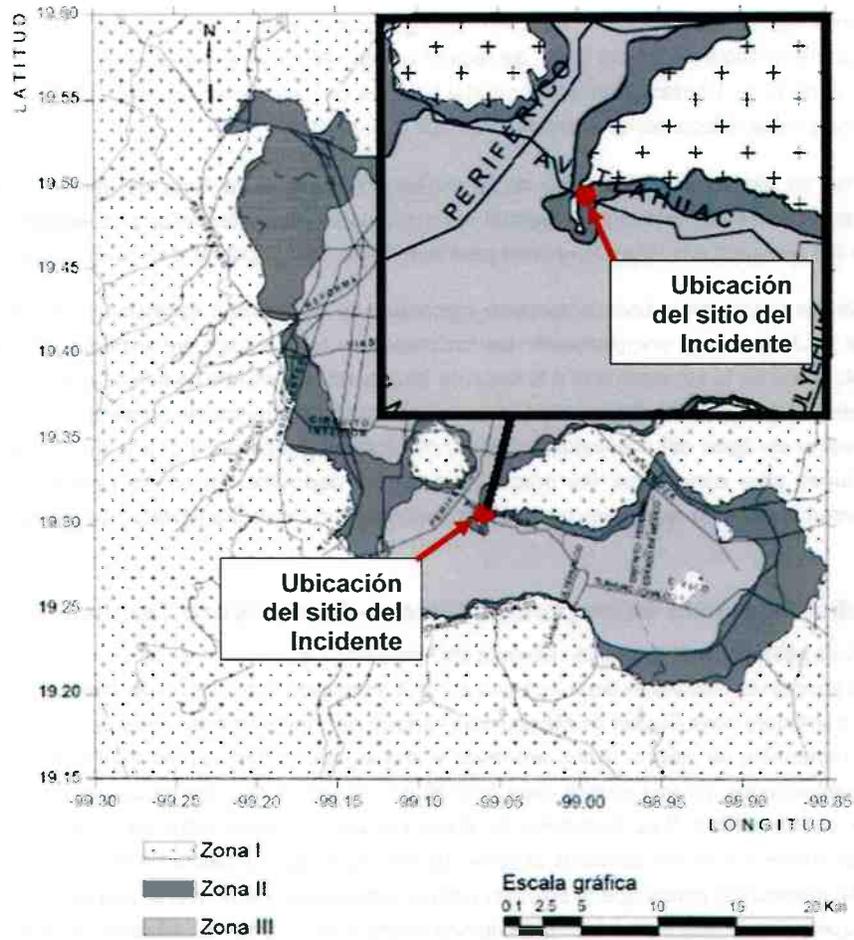
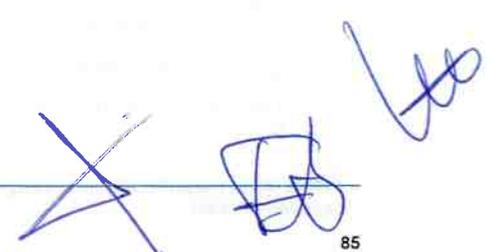


Figura 2.2.1 Zonificación geotécnica.

Figura 58. Zonas Geotécnicas de la Ciudad de México (2017) /6/.



3.3.1 Evaluaciones Históricas

Con base en la información revisada /7/18/, la exploración geotécnica para la construcción del sistema metro L12 de Tláhuac a Mixcoac se realizó a inicios del 2001. Se reportó que la campaña de exploración geotécnica fue coordinada por la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC) del Gobierno del Distrito Federal y desarrollada por la compañía "Geotec S.A. de C.V."

La fase preliminar de exploración a lo largo de la alineación inicial de la línea del metro consistió en realizar perforaciones y pruebas de laboratorio para evaluar las propiedades del índice y las propiedades mecánicas de las diferentes capas del subsuelo a lo largo de la línea para determinar la factibilidad técnica del diseño de cada sección.

Diferentes compañías realizaron subsecuentemente campañas de exploración geotécnica con base en los cambios de alineación de la Línea y para complementar los resultados de los estudios preliminares. El trabajo preliminar y adicional de exploración de la subsuperficie a lo largo de toda la línea consistió en la ejecución de perforaciones con muestreo de suelo intacto, pozos de penetración estándar, sondeos de pruebas de penetración por cono, estación de monitoreo de presión de agua del subsuelo/porosidad, mediciones geofísicas y pozos de sondeo con pruebas de laboratorio asociadas para caracterizar las propiedades de los depósitos. De forma general, las investigaciones geotécnicas parecen haber sido realizadas de forma consistente con los requerimientos de las Normas Técnicas del 2004.

3.3.1.1 Condiciones de la Subsuperficie Olivos – San Lorenzo Tezonco

El reporte de cálculo geotécnico de la sección elevada del Metro entre las Estaciones de Olivos y San Lorenzo Tezonco /9/ indican que la sección se encuentra dentro de una zona de transición entre las zonas geotécnicas Zona I (colina) y Zona II (zona de transición) de la Ciudad de México. Las condiciones generales de la subsuperficie se describen como consistentes de materiales de relleno, limos arenosos y arenas con profundidades máximas de 22 metros. Estos materiales están cimentados por una gruesa capa de 2.00 a 4.50 metros de base rocosa de calidad deficiente sobre roca basáltica de buena calidad. Para la sección del tramo elevado del Metro entre las Estaciones Los Olivos y San Lorenzo Tezonco, donde la profundidad hasta la parte superior de la roca de calidad deficiente es menor a 6.00 m, el reporte del diseño geotécnico indica que la solución para la cimentación sería utilizar zapatas poco profundas. Para las áreas en las que la base rocosa tiene una profundidad mayor a los 6.00 m, se utilizarían cimentaciones profundas.

La sección geológica transversal del segmento Olivos – San Lorenzo Tezonco indica que el sitio del incidente está localizado en una zona de transición con base rocosa relativamente poco profunda cerca de la estación los Olivos y va incrementando el espesor del suelo sobre la base rocosa hacia la Estación San Lorenzo Tezonco. La información revisada indica que las condiciones de la subsuperficie generalmente consisten en una mezcla de arena, limo y fragmento basálticos, consistente con las condiciones generales indicadas en el reporte del cálculo geotécnico.

La sección geológica transversal también incluye designaciones geotécnicas y de zonificación sísmica para la alineación de la L12. Las designaciones geotécnicas y de zonificación sísmica del sitio del incidente se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Designaciones Geotécnicas y de Zona Sísmica del Sitio del Incidente. /10/

Zona Geotécnica	Zona I'
Zona Sísmica	Zona II
Periodo del Sitio (segundos)	0.32

Problemas Geotécnicos	Base rocosa poco profunda, Cimientos colados en roca, Depósitos lacustres, Transición abrupta
Solución para la Cimentación	Zapatas aisladas en contacto con base rocosa sólida Pilotes en contacto con base rocosa moderadamente intemperizada Diámetros del Pilote de 80 cm con penetración de 50 cm hacia la base rocosa intemperizada Profundidades del Pilote entre 11.3 y 35 m

El plano as-built /11/ incluye propiedades geotécnicas de diseño para la sección de la L12 en la que ocurrió el incidente. El perfil de diseño de la subsuperficie se presenta en la Tabla 3 a continuación:

Tabla 3. Perfil de diseño de la subsuperficie en el sitio del incidente (Zona I).

Capa	Profundidad (m)		Descripción
	Desde	Hasta	
I	0	1.6	Relleno
II	1.6	3.0	Arena con Basalto y Limo
III	3.0	5.3	Arcilla
IV	5.3	14.9	Arena con Basalto y Limo
V	14.9	20.7	Limo Arenoso

Sin embargo, otra información del plano as-built indica que la profundidad entre 17.9 m y 30.9 m consiste en basalto fracturado. La información geotécnica proporcionada /7/ indica que la perforación SD-04 se realizó cerca de la estación 10+297 (alrededor de 42 m oeste del sitio del incidente) durante la fase de diseño. Adicionalmente, se indicó que la perforación SM-52 se había realizado alrededor de la estación 10+187 (alrededor de 68 m Este del sitio del incidente) durante la fase preliminar del diseño. El perfil de la subsuperficie indicado por la Perforación SD-04 es similar al perfil del diseño indicado en /11/ en alrededor de 5 m por debajo de la superficie del suelo. Sin embargo, por debajo de alrededor de 5m, la perforación indicó la presencia de bloques angulares de basalto suelto en comparación con el perfil de diseño que indicó que el perfil consistía en arena con basalto y limo. El perfil de la subsuperficie con base en la información de la Perforación SD-04 se resume en la Tabla 4 a continuación:

Tabla 4. Perfil de subsuperficie de la Perforación SD-04.

Capa	Profundidad (m)		Descripción
	Desde	Hasta	
I	0	0.6	Relleno
II	0.6	2.5	Arena con Basalto y Limo
III	2.5	4.5	Arcilla
IV	4.5	5.2	Arena con Basalto y Limo
V	5.2	10.8	Bloques angulares de basalto suelto

Se indica que el perfil de diseño es aplicable a la Zona I' entre las Estaciones 10+220 y 10+800 (el incidente ocurrió entre 10+240 y 10+270) y las propiedades correspondientes al suelo se presentan en la Tabla 5 a continuación.

Tabla 5. Propiedades de diseño del suelo en el sitio del incidente /10//11//12//

Unidad	Profundidad(m)		γ_{dry} (kN/m ³)	w (%)	e	C _u (kPa)	ϕ_u (deg)	m _v (m ² /kN)	C _v (cm ² /s)	v	E (MPa)
	Superior	Inferior									
I	0	1.6	14.5	13	1.0	147	25	9.18E-04	0.346	0.346	8.8
II	1.6	3.0	14.7	24	1.2	10	50	6.12E-04	0.323	0.323	13.7
III	3.0	5.3	10.5	61	2.89	42	1	5.10E-04	0.32	0.32	2.2
IV	5.3	14.9	15.0	56	1.5	10	50	5.10E-04	0.321	0.321	13.7
V	14.9	20.7	15.3	55	1.55	31	1	5.10E-04	0.319	0.319	2.6

γ_{dry} : Peso de unidad seca

m_v: Módulo de compresibilidad del volumen

w : Contenido de humedad

C_v: Coeficiente de consolidación

e : relación de vacío

v: Relación de Poisson

C_u: Resistencia no drenada/cohesión

E: Módulo elástico

ϕ_u : Ángulo de fricción

3.3.2 Detalles de los Cimientos

DNV revisó los planos as-built de los cimientos para entender el tipo de cimientos utilizados en el área del incidente. Se utilizaron los detalles "as built" para entender si los cimientos eran adecuados para la subsuperficie del diseño y las condiciones de carga, así como para desarrollar valores para los parámetros de los modelos numéricos utilizados en la evaluación de DNV.

3.3.2.1 Cimiento de Poca Profundidad

Los planos as-built de los cimientos /12/ indican que los cimientos de la Columna 12 en la Estación 10+242.378 (lado este de la ubicación del incidente) consisten en cimentación por gravedad de poca profundidad con concreto reforzado empotrado en base rocosa 6.5 m por debajo de la superficie del suelo. Las dimensiones de la cimentación y las especificaciones para la cimentación poco profunda se presentan en la Tabla 6 a continuación.

Tabla 6. Detalles de la Cimentación Poco Profunda en la Estación 10+242.378.

Forma de la base	Cuadrada
Ancho	7.6 m
Espesor de la Base	2.2 m
Espesor de la Orilla	0.9 m
Ancho del Pedestal	2 m
Altura del Pedestal	4.3 m

3.3.2.2 Cimentación Profunda

Los planos as-built de la cimentación profunda /13/ /14/ indican que la cimentación de la Columna 13 en la Estación 10+272.379 (lado oeste de la ubicación del incidente) consiste en una cabeza de concreto reforzado empotrada a 3.4 m por debajo de la superficie del suelo, soportada a través de la cimentación. Las dimensiones de la cimentación y las especificaciones de la cimentación profunda se presentan en la Tabla 7 a continuación.

Tabla 7. Detalles de la Cimentación Profunda en la Estación 10+272.379.

Forma de la Base	Octágono
Ancho	7.299 m
Espesor de la Base	2.2 m
Espesor de la Orilla	2.2 m
Ancho del Pedestal	2.6 m
Altura del Pedestal	1.2 m
Número de Pilotes	8
Diámetro del Pilote	0.8 m
Profundidad del Pilote (debajo de la superficie del suelo)	10.81 m

3.4 Ensayos Destructivos

Se tomaron muestras de concreto y de elementos estructurales de acero para pruebas y análisis adicionales. Una investigación paralela, realizada por la Fiscalía General de Justicia (FGJ), tuvo prioridad en la selección de muestras que se recolectarían, incluyendo muestras que se sospechaba que contenían grietas preexistentes (las grietas por fatiga identificadas en la Figura 22 y en la Figura 26). Las muestras seleccionadas por DNV fueron enviadas a laboratorios locales dentro de la Ciudad de México. Una vez que la Fiscalía terminó el análisis de las muestras que contenían grietas preexistentes se le dio acceso a DNV a dichas muestras. Las muestras fueron posteriormente enviadas al laboratorio de DNV en Columbus, Ohio para su análisis.

Los ensayos destructivos de las muestras de concreto incluyeron pruebas de compresión del concreto y la examinación y pruebas de tensión en el acero reforzado empotrado, así como el análisis petrográfico del concreto. Las muestras metálicas recolectadas de los miembros estructurales de acero se presentaron para que se realizaran análisis fractográficos, análisis metalográficos, pruebas mecánicas, y análisis de composición química. Los resultados se discuten a continuación.

3.4.1 Fractografía

Se identificaron cinco (5) ubicaciones que contenían fracturas en el acero estructural como áreas de interés para el análisis fractográfico, incluyendo:

- La grieta en el patín inferior y en el alma de la Viga T-6 (Figura 22),
- La grieta en el cordón superior del Marco transversal 3 (Figura 26),
- La fractura entre el patín inferior y el alma de la Viga Sur (Figura 20),
- Soldaduras remanentes del perno de la Viga Sur (Figura 44), y
- Una soldadura remanente del perno de la Viga T-6 (Figura 21).

La Figura 59 es una fotografía que muestra las piezas remanentes recibidas de la Fiscalía de la grieta en el patín inferior y en el alma de la Viga T-6; ID de la Fiscalía: MIPN 8. DNV hizo sub-etiquetas para cada muestra, las cuales se ilustran en la figura. Con base en la observación in situ de las marcas de playa (Figura 24), el que se sospecha es el origen de la grieta fue rastreado hasta la soldadura de filete entre el patín inferior y el alma. La Figura 60 es una fotografía que muestra más características que son consistentes con marcas de playa, dentro del alma y adyacentes a la soldadura de filete. Éstas se ilustran en la figura con flechas amarillas y parecen emanar de la soldadura de filete. La Figura 61 es una fotografía que muestra la superficie de la fractura en la que se sospecha es el origen de la grieta; la misma área rotada $\sim 180^\circ$ en comparación con la Figura 60. La Figura 62 y la Figura 63 son fotomicrografías con mayor aumento que muestran el que se sospecha que es el origen de la grieta. En la Figura 63, pueden verse marcas radiales en la superficie de la fractura ilustradas con flechas amarillas. Estas características se llaman marcas de trinquete⁷ y son características fractográficas específicas que indican sitios de iniciación con múltiples grietas. Adicionalmente, existe una diferencia en la topografía de la superficie de la fractura que ocurre donde se encuentra la línea punteada anaranjada. La Figura 64 es una imagen SEM que muestra la misma ubicación que se ilustra en la Figura 63. Las marcas de trinquete radiales son más evidentes, y la característica adyacente a estas características parece ser una muesca (daño mecánico). Aunque no se identificaron marcas de fatiga en el sitio de iniciación de la grieta, las características macro son consistentes con un mecanismo de fatiga.

La Figura 65 es una fotografía de la muestra que contiene la grieta en el cordón superior del Marco transversal 3 después de la limpieza (remoción química y mecánica de los productos de la corrosión). La foto la adquirió la Fiscalía, antes de entregar las piezas remanentes a DNV para su análisis. Se presenta una fotografía de las piezas remanentes, como las recibió DNV en la Figura 66. El ángulo de acero que se encuentra en los lados izquierdo y derecho contenía IDs, MIPN 10-2 y MIPN 10-1, respectivamente. Las subetiquetas de cada uno se encuentran ilustradas en la figura. La Figura 67 es una fotomicrografía que muestra la superficie de la fractura de la muestra MIPN 10-2-1 en el que se sospecha es el origen de la grieta; un área adyacente a la soldadura de filete que se hizo para unir el cordón superior con el refuerzo vertical. Refiérase a la Figura 26 para observar la ubicación de la soldadura de filete. Son evidentes las marcas de trinquete en las flechas amarillas que se originan en la esquina. Viendo hacia abajo hacia la soldadura de filete, Figura 68, es aparente que el plano de la fractura y las marcas de trinquete se localizan en la punta de la soldadura de filete. La Figura 69 y la Figura 70 son imágenes SEM del origen de la grieta. La corrosión y el daño por recontacto complican la identificación de cualquier característica fractográfica específica; sin embargo, más adelante a lo largo de la superficie de la fractura (la ubicación se muestra en la Figura 66) pueden verse marcas de fatiga

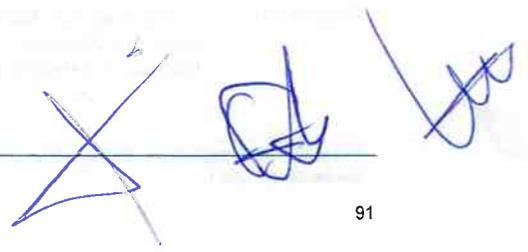
⁷ "Cuando grietas por fatiga individuales no coplanares se unen, se forma una cresta entre ellas. Las pequeñas crestas a lo largo de una orilla libre entre superficies de fractura relativamente planas se llaman marcas de trinquete y son indicativas de sitios de iniciación múltiples (los sitios de iniciación se localizan entre marcas de trinquete adyacentes)."ASM Metals Handbook Volume 11, <https://doi.org/10.31399/asm.hb.v11.a0003539>.

características en la Figura 71 que emanan de las marcas de trinquete (origen de la grieta). Por lo tanto, la grieta se inició en la punta del filete y se propagó por fatiga.

La Figura 72 y la Figura 73 son fotografías que muestran la superficie de la fractura del alma de la muestra que se tomó de la Viga Sur y se envió a CYTI para su análisis. Macroscópicamente, la superficie de la fractura parece esparcida y consistente con una falla por corte por sobrecarga. La Figura 74 es una imagen SEM que muestra la superficie de la fractura. La superficie de la fractura muestra daño por contacto y material esparcido. No hay evidencia de características específicas que pudieran indicar que había una grieta preexistente (es decir, grieta por fatiga) antes del colapso.

La Figura 75 es una fotografía de la muestra tomada del Patín Superior de la Viga Sur y enviada a CYTI para su análisis. La muestra contiene tres (3) soldaduras remanentes del perno que se identifican en la figura. La superficie de la fractura de las soldaduras remanentes están niveladas con la superficie del Patín Superior, indicando que las fracturas ocurrieron dentro del metal soldado. No se encontró evidencia de cordones de soldadura uniformes. Hay muchas áreas de daño por impacto que se llenaron de concreto; un ejemplo se encuentra ilustrado dentro de un círculo rojo en la figura. La forma del daño y la presencia de concreto integrado al daño indica que es probable que el daño hubiera sido causado por un martillo neumático o instrumento similar utilizado antes de vaciar el concreto para anclar los pernos. La Figura 76 es una imagen SEM tomada de la soldadura central remanente del perno. La superficie de la fractura muestra evidencia de corrosión, daño por contacto, y áreas de carga dúctil.

La Figura 77 es una fotografía de la muestra del Patín Superior de la Viga T-6 que fue tomada y enviada a CYTI para su análisis. La muestra contiene una (1) soldadura remanente del perno. La porción inferior de la superficie de la fractura está nivelada con la superficie del Patín Superior pero hay transiciones ascendentes aproximadamente a la mitad. La superficie de la fractura es notablemente más suave al toque en comparación con las soldaduras remanentes del perno de la Figura 75. La Figura 76 es una imagen SEM de la superficie de la fractura que muestra muchas áreas de daño por contacto y áreas de corrosión.



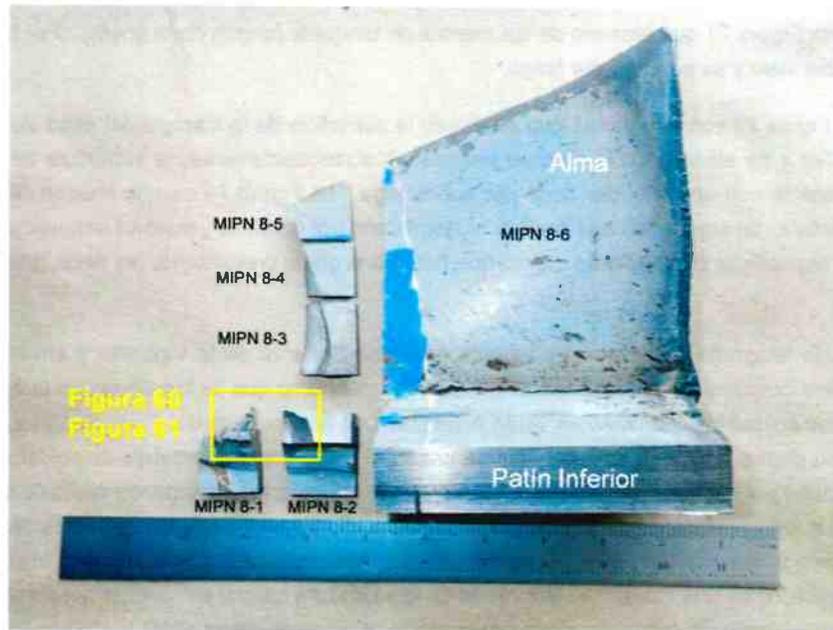


Figura 59. Fotografía que muestra las piezas remanentes de la ubicación que se ilustra en la Figura 22 después de los ensayos destructivos de la Fiscalía. La fotografía ilustra las muestras en las condiciones en las que se recibieron cuando fueron entregadas al laboratorio de DNV en Columbus, OH. ID de la Fiscalía – MIPN 8; una pieza del Patin Inferior no aparece en la imagen. La escala de la regla se encuentra en pulgadas.

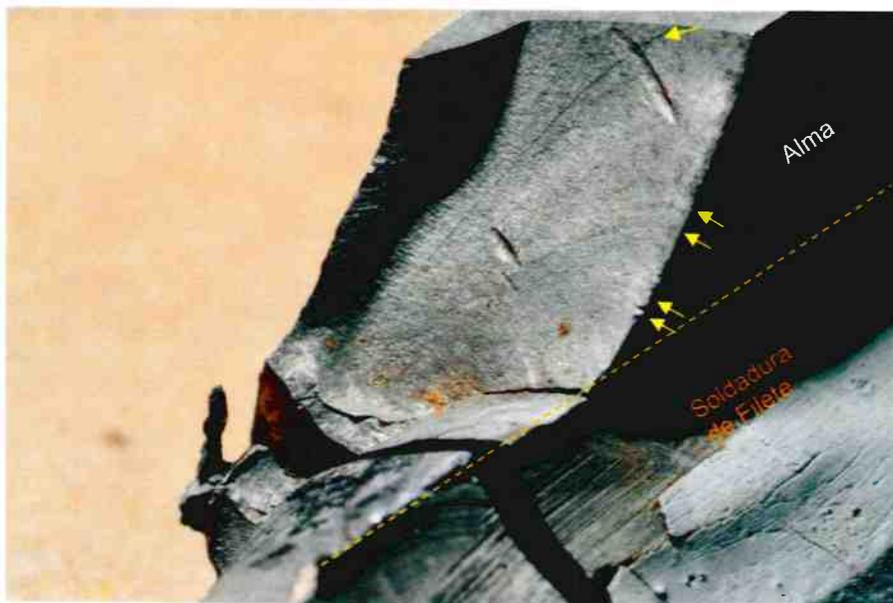


Figura 60. Fotografía que muestra anillos concéntricos, consistentes con las marcas de playa, apuntando al lado posterior del origen de la grieta. Las flechas amarillas ilustran las ubicaciones de las marcas de playa. Ubicación indicada en la Figura 59.

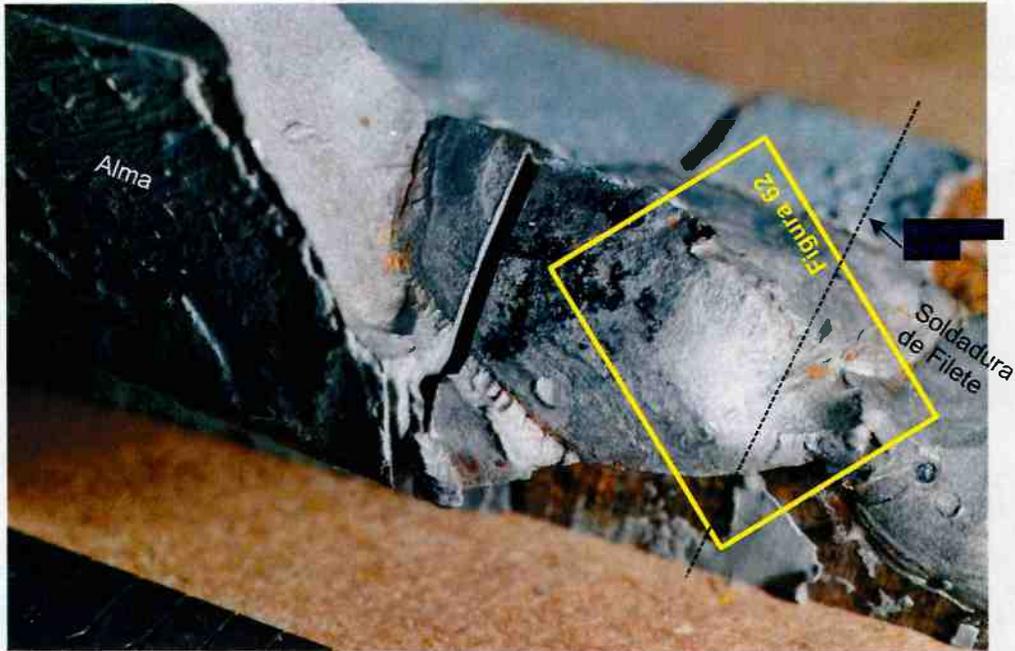


Figura 61. Fotografía que muestra el que se sospecha que es el origen de la grieta en las muestras MIPN 8-1 y MIPN 8-2. El ángulo de la vista se rotó aproximadamente 180 grados en comparación con la Figura 60. Ubicación indicada en la Figura 59. La escala en esquina inferior izquierda son marcas de 1/10 pulgadas.

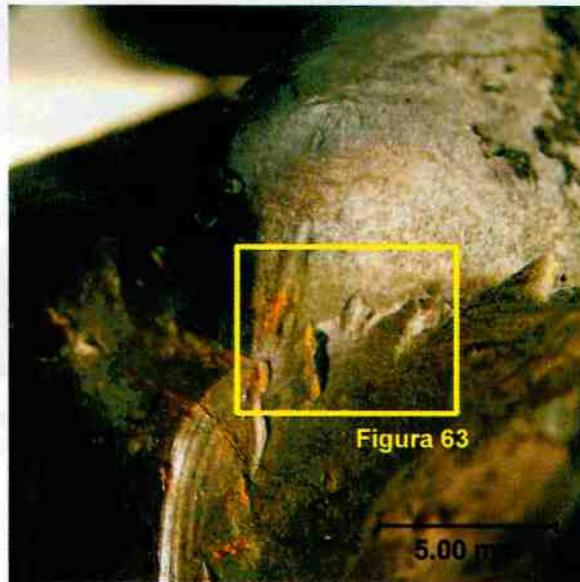
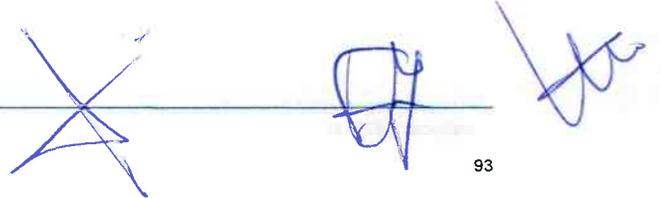


Figura 62. Fotomicrografía que muestra el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 8-1. Ubicación indicada en la Figura 59.



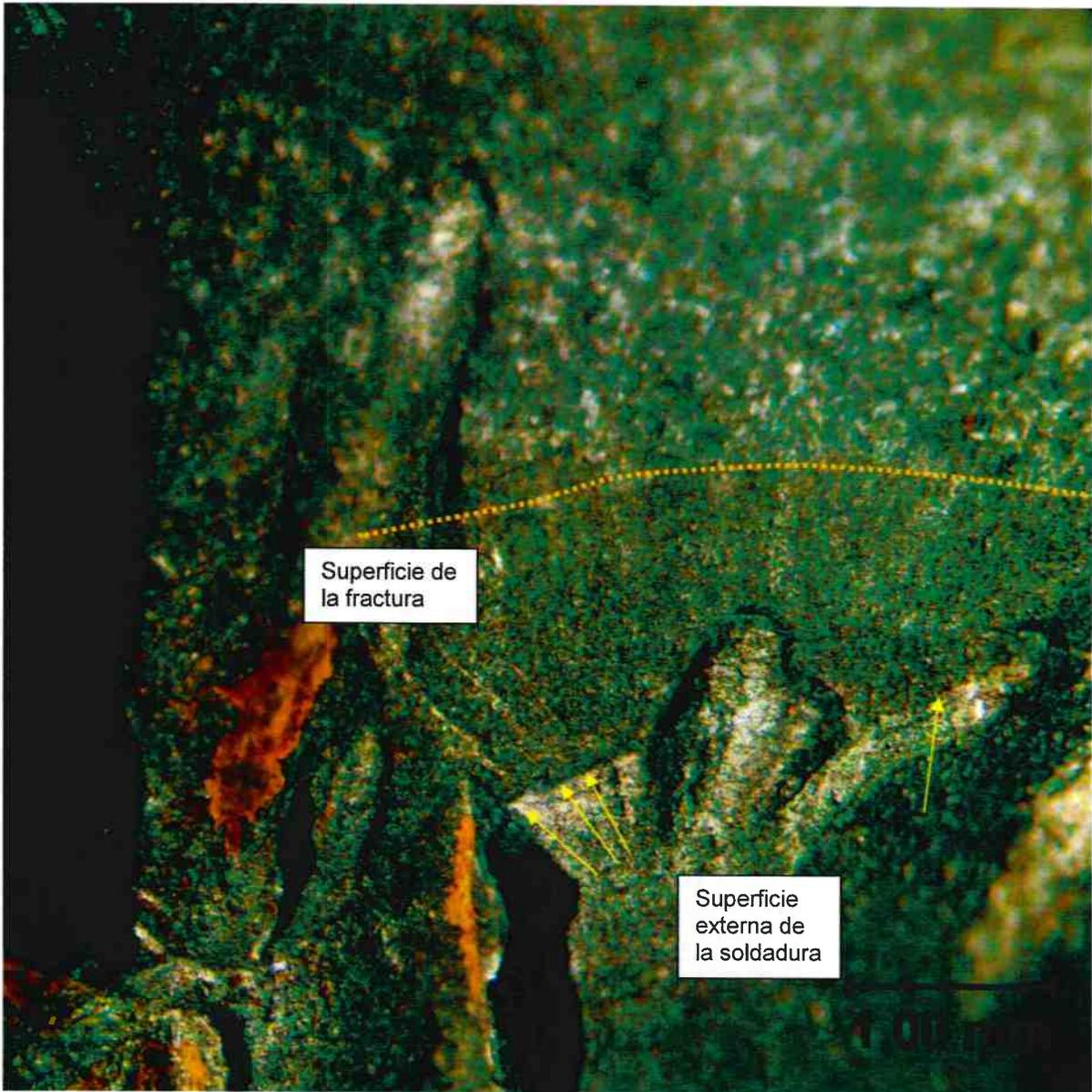
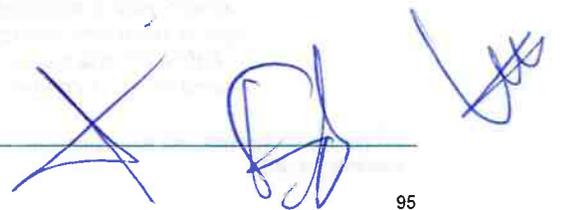


Figura 63. Fotomicrografía de gran aumento que muestra el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 8-1. Pueden observarse marcas radiales (flechas amarillas) que emanan de la punta de la soldadura. Ubicación indicada en la Figura 62.



Figura 64. Imagen SEM que muestra la misma ubicación que se ilustra en la Figura 63.



Handwritten signatures in blue ink, including a large 'X' mark, a circular signature, and a signature with a long horizontal stroke.

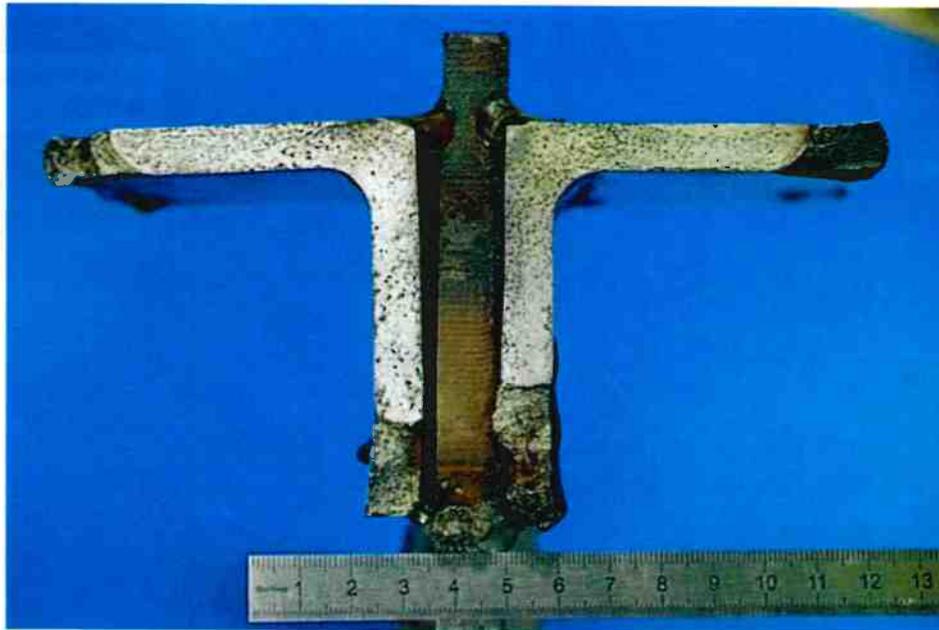


Figura 65. Fotografía proporcionada por la Fiscalía que muestra la superficie de la fractura del cordón superior después de la limpieza, consulte la ubicación en la Figura 26. Escala en cm.

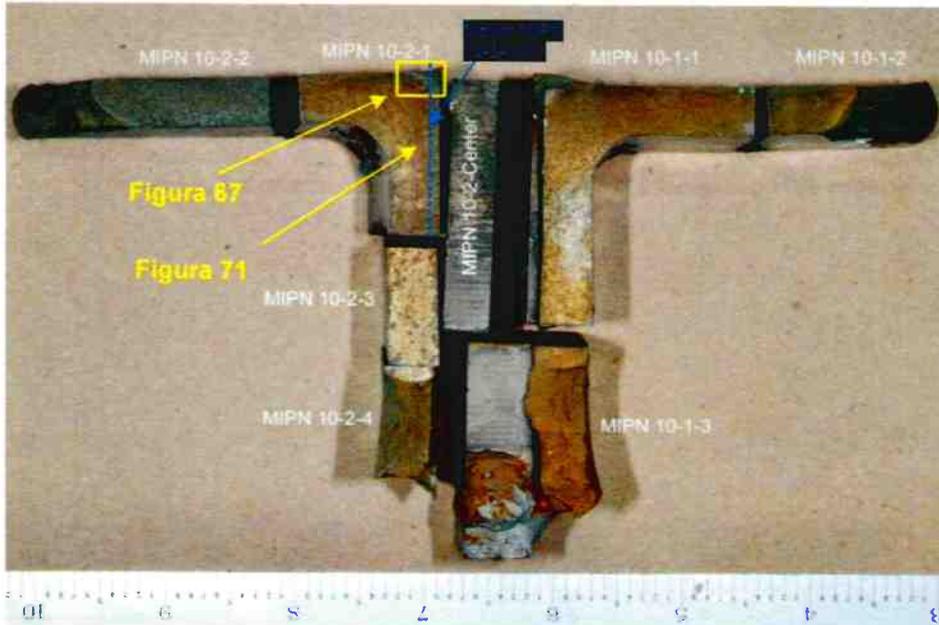


Figura 66. Fotografía que muestra las piezas remanentes de la muestra que se exhibe en la Figura 65 después de los ensayos destructivos de la Fiscalía. La fotografía exhibe las muestras en las condiciones en las que se recibieron cuando fueron entregadas al laboratorio de DNV en Columbus, OH. ID de la Fiscalía – MIPN 10; dos piezas del marco transversal de donde se removió la superficie de la fractura no se muestran en la imagen. Las unidades de la regla son pulgadas.

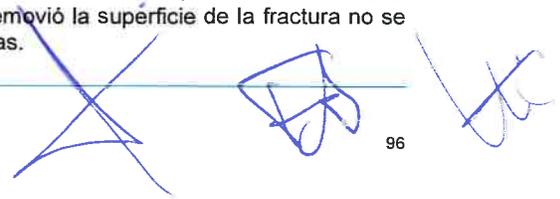

 Several handwritten signatures and marks in blue ink are present in the bottom right corner of the page.



Figura 67. Fotomicrografía que muestra marcas de trinquete en el que se sospecha es el origen de la grieta en la muestra MIPN 10-2-1. Ubicación indicada en la Figura 66.

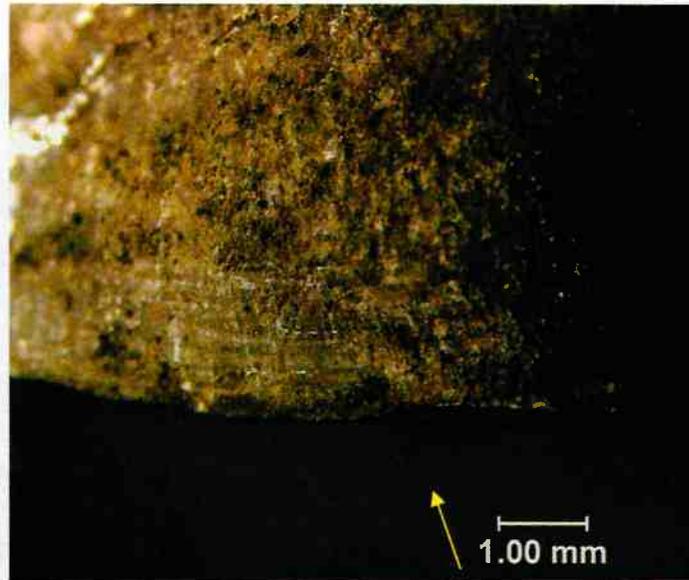
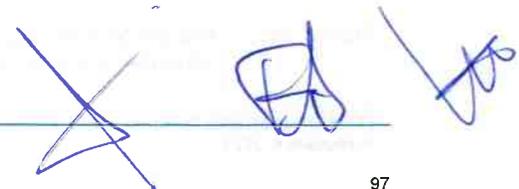


Figura 68. Fotomicrografía que muestra la parte superior de la punta de la soldadura en el que se sospecha es el origen de la grieta. La flecha amarilla ilustra la ubicación de las marcas de trinquete que se identifican en la Figura 67.



Handwritten signatures and initials in blue ink, including a large 'X' and several other marks.

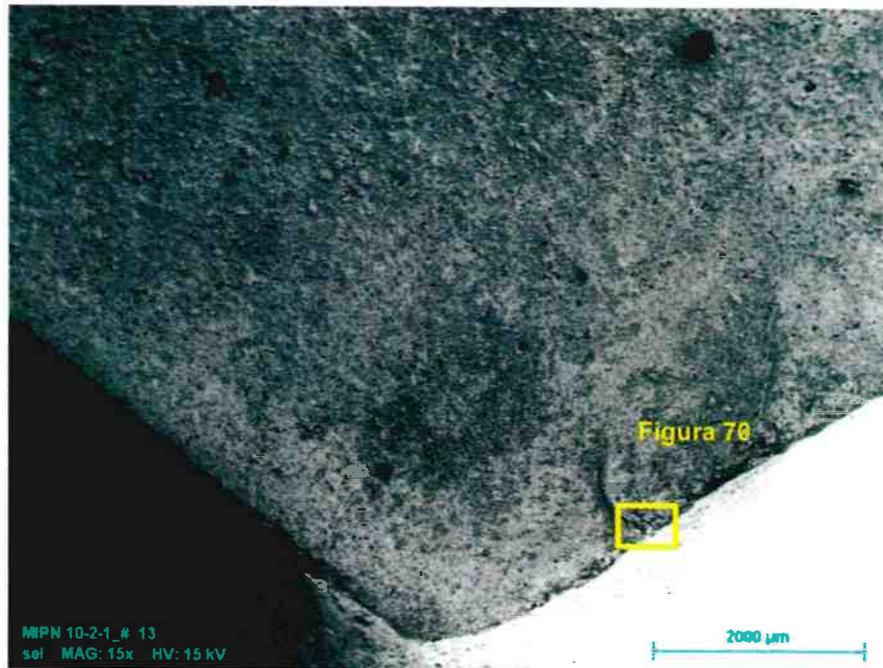


Figura 69. Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura de MIPN 10-2-1 en el que se sospecha es el origen de la grieta. La misma área se ilustra en la Figura 67.

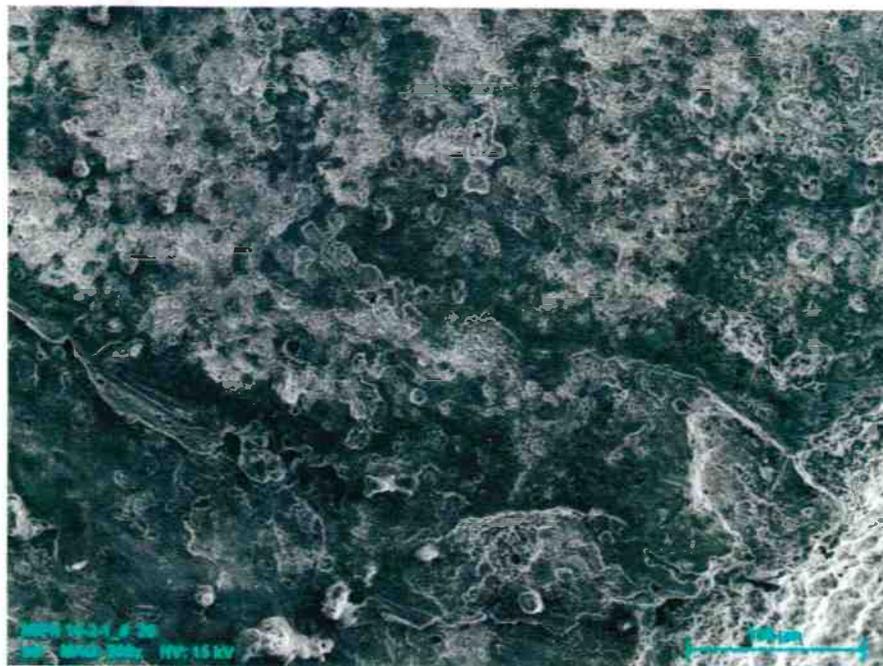
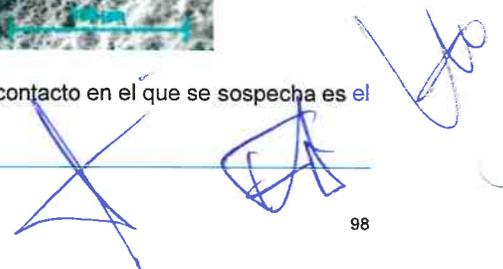


Figura 70. Imagen SEM de alto aumento que muestra corrosión y daño por contacto en el que se sospecha es el origen de la grieta. Ubicación indicada en la Figura 69.



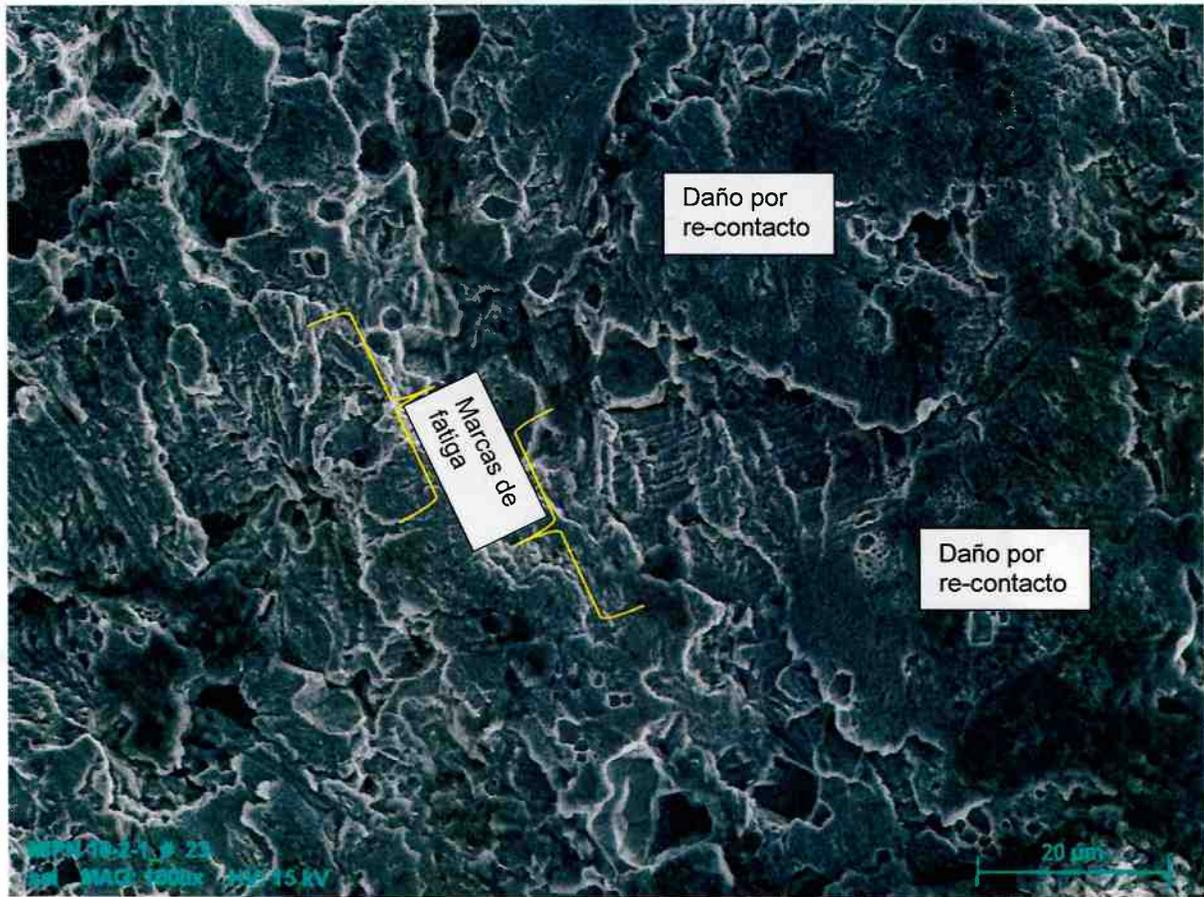
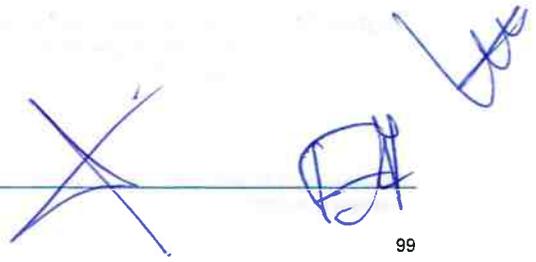


Figura 71. Imagen SEM de alto aumento que muestra marcas de fatiga y daño por re-contacto a lo largo de la superficie de la fractura de MIPN 10-2-1. Las marcas se mueven en dirección que se aleja del que se sospecha es el origen de la grieta. Ubicación indicada en la Figura 66.



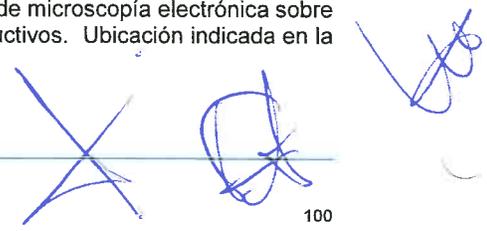
Handwritten blue ink marks, including a large 'X' and a signature.



Figura 72. Fotografía que muestra la muestra que se tomó del alma de la Viga Sur en la Sección Oeste para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 20.



Figura 73. Fotografía que muestra la ubicación en la que se realizó el escaneo de microscopía electrónica sobre la muestra que se tomó del alma de la Viga Sur para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 72.



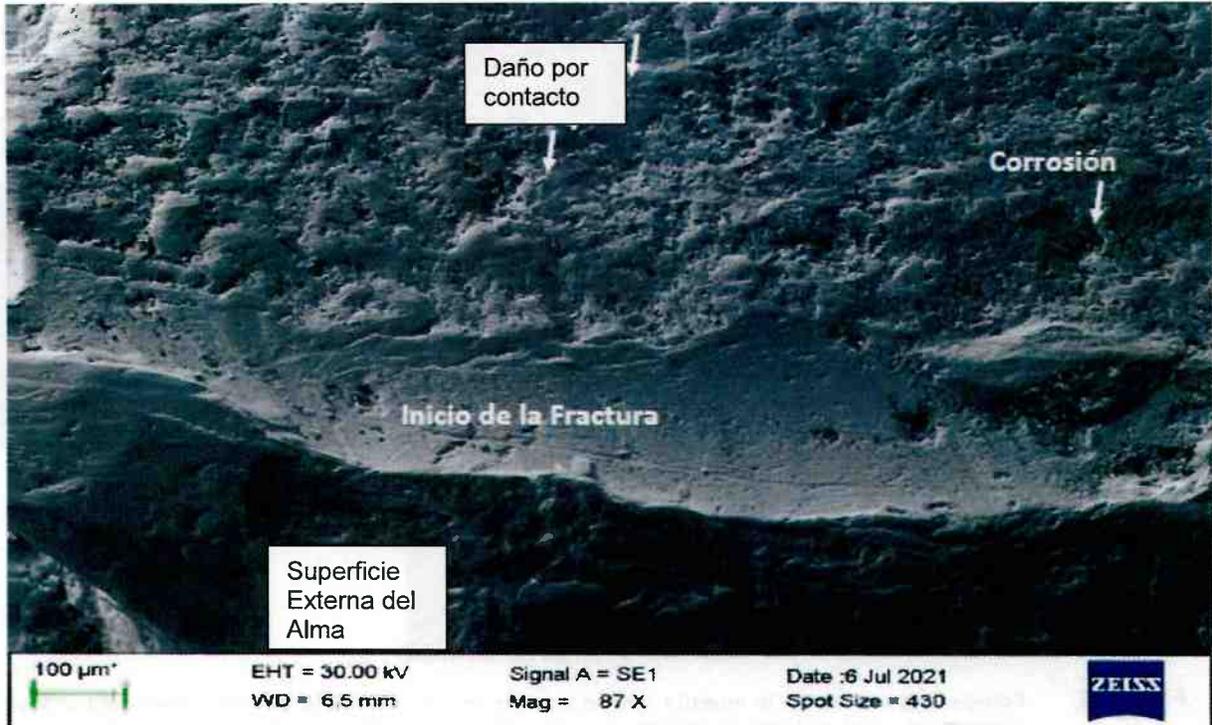


Figura 74. Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con el alma y el patín inferior de la Viga Sur. Ubicación indicada en la Figura 73.





Figura 75. Fotografía que muestra la muestra que se tomó de la Viga Sur de la Sección Oeste para ensayos destructivos. Las soldaduras remanentes del perno se muestran en un círculo blanco con líneas punteadas. Ubicación indicada en la Figura 44.

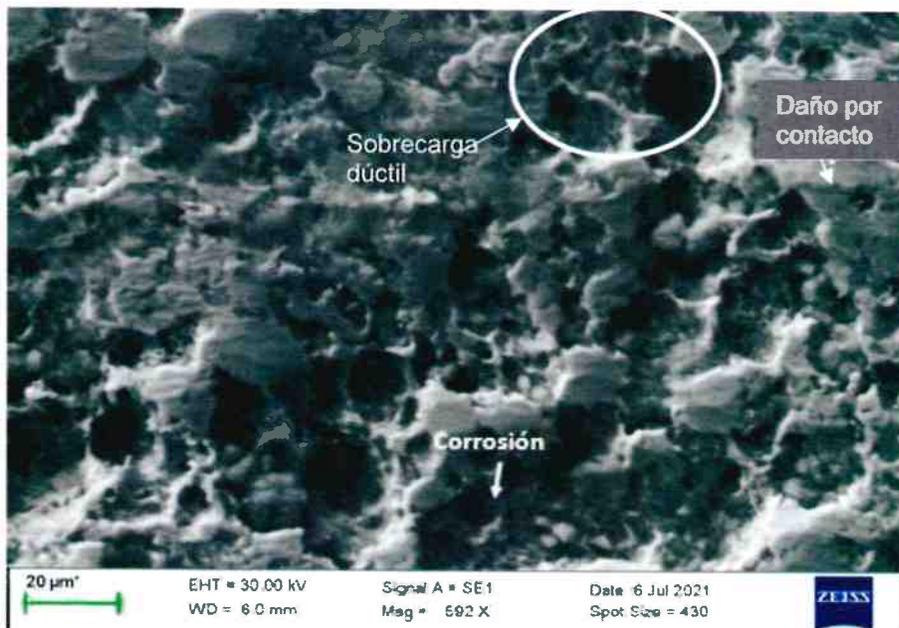


Figura 76. Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con un perno de la Viga Sur. La ubicación se muestra en la Figura 75.





Figura 77. Fotografía que exhibe la muestra que se tomó de la Viga T-6 para ensayos destructivos. Ubicación indicada en la Figura 21.

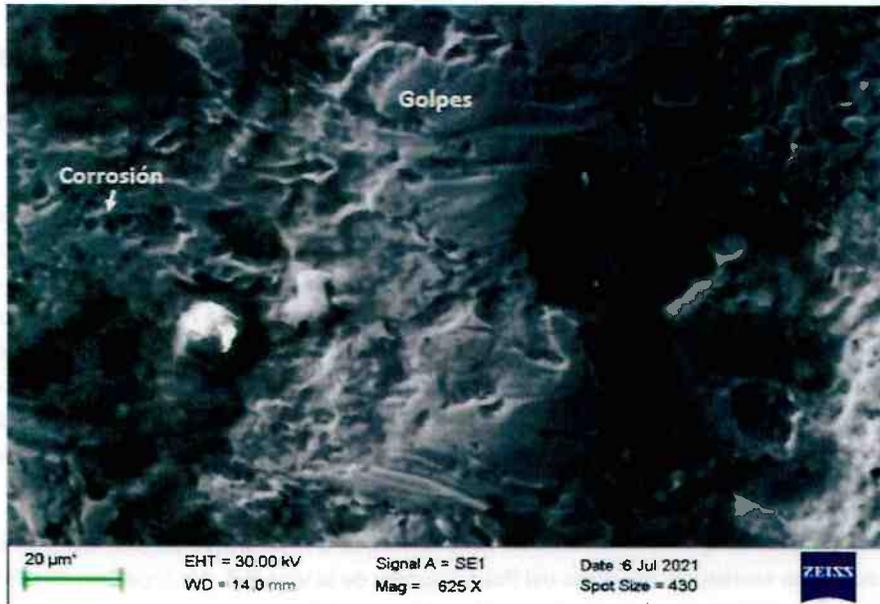
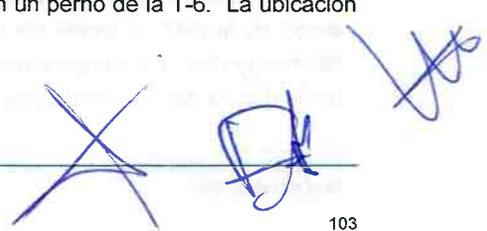


Figura 78. Imagen SEM que muestra la superficie de la fractura asociada con un perno de la T-6. La ubicación se muestra en la Figura 77.



3.4.2 Metalografía

Se retiraron secciones transversales metalográficas de cinco (5) fracturas de interés.

La Figura 79 es una fotografía de la sección transversal que DNV tomó a través del que se sospecha es el origen de la grieta del patín inferior y del alma de la Viga T-6. El alma se encuentra desplazada del patín inferior creando una esquina afilada. Puede verse una grieta secundaria entre esta esquina y la superficie libre de la soldadura de filete. La Figura 80 es una fotomicrografía que muestra la superficie de la fractura en el que se sospecha es el origen de la grieta en la sección transversal. El que se sospecha es el origen de la grieta se localiza en o cerca de la punta de la soldadura de filete. La Figura 81 contiene fotomicrografías de gran aumento que muestran la superficie de una fractura plana en el que se sospecha es el origen. En el que se sospecha es el origen, parece haber más daño por corrosión que a lo largo del resto de la superficie de la fractura, sugiriendo que es una ubicación "más vieja" y consistente con un origen para la grieta. Con excepción del desplazamiento, no se identificaron fallos en la soldadura u otros defectos durante el examen metalográfico.

La Figura 82 es una fotografía de la sección transversal que DNV tomó a través del origen de la grieta del cordón superior del Marco transversal 3. Se muestran la soldadura de filete, la Zona Afectada por el Calor (HAZ por sus siglas en inglés), y el metal base del cordón superior. La Figura 83 y la Figura 84 son fotomicrografías del origen de la grieta. La grieta inició dentro del HAZ en la punta de la soldadura de filete. No hubo fallos en la soldadura u otros defectos que se identificaran durante la evaluación metalográfica.

La Figura 85 contiene fotomicrografía de la sección transversal que CYTI retiró a través de la superficie de la fractura en el alma de la Viga Sur. La superficie de la fractura se encuentra en un ángulo aproximado de 45 grados con respecto a las superficies libres. El lado izquierdo de la micrografía superior, área adyacente a la fractura, muestra una reducción (estrechamiento) en el espesor de la sección transversal y deformación plástica en comparación con el lado derecho de la imagen que muestra un espesor uniforme en la sección transversal. Con mayor aumento, en la imagen inferior, los granos se deformaron, y se elongaron. Todas estas son características de la sobrecarga dúctil. No se identificaron fallos en la soldadura u otros defectos durante la examinación metalográfica.

La Figura 86 contiene fotomicrografías de la sección transversal que CYTI tomó a través de dos de las superficies de fracturas remanentes de las soldaduras del perno en el Patín Superior de la Viga Sur. La fotomicrografía superior es de uno de los pernos cerca de la orilla del Patín Superior, mientras que la fotomicrografía inferior es del perno cerca de la mitad del Patín Superior. En ambos casos, la superficie de la fractura está nivelada con la superficie del Patín Superior, y se localiza dentro de la microestructura columnar de la soldadura. Pueden verse poros dentro del metal soldado, ilustrados con flechas blancas. La Figura 87 es una fotomicrografía de gran aumento que muestra la microestructura en la base de una de las marcas de impacto cerca de la soldadura del perno. La marca de impacto tiene forma V simétrica. La microestructura en bandas consistió en ferrita (áreas claras) y perlita (áreas oscuras) y está deformada en el área de impacto.

La Figura 88 contiene fotomicrografías de la sección transversal que CYTI tomó a través de la superficie de la fractura remanente de una de las soldaduras del perno del Patín Superior de la Viga T-6. La superficie de la fractura es suave y pueden observarse dos grietas secundarias finas en la soldadura, debajo de la superficie de la fractura principal. La superficie de la fractura descansa dentro del metal soldado del lado izquierdo de la fotomicrografía y transita hacia dentro de la HAZ, a través del metal de algún perno, y después regresa al metal soldado del lado derecho de la fotomicrografía. En comparación con las otras secciones transversales a través de las soldaduras remanentes del perno (Figura 86), esta soldadura remanente es única y muestra la presencia de múltiples grietas, una superficie suave

(casi pulida), y un trayecto de fractura a través de múltiples microestructuras (soldadura, HAZ, y metal del perno). Esto indica que el mecanismo de la fractura es diferente a los otros, e igualmente atribuible a la fatiga.

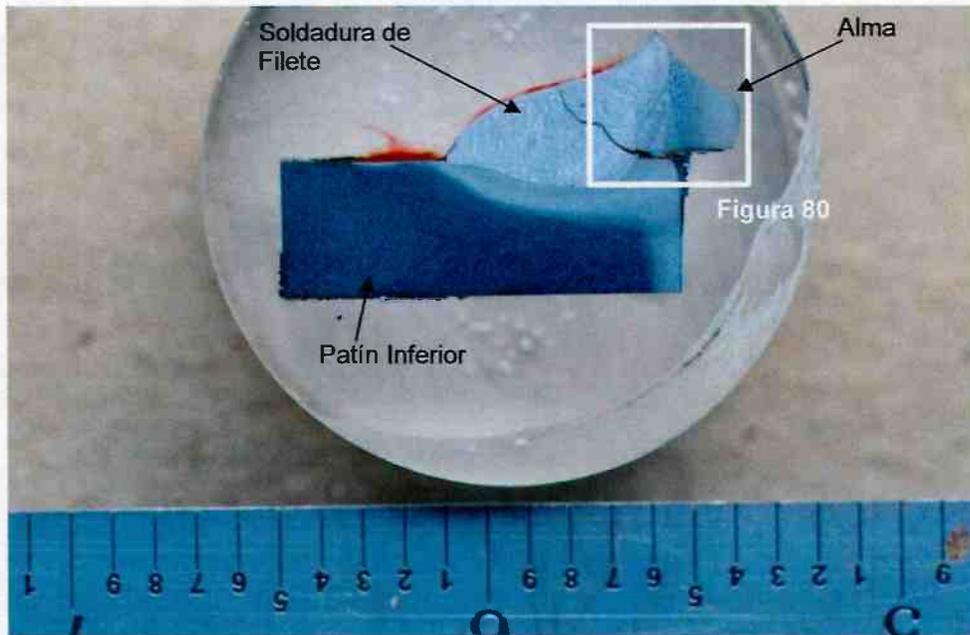
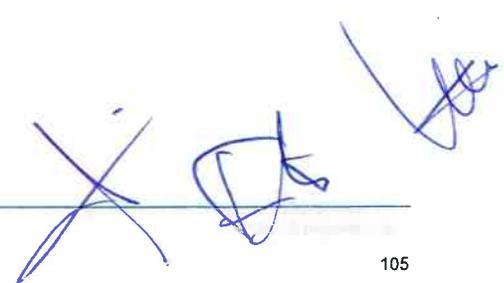


Figura79. Fotografía que muestra sección transversal metalográfica que DNV retiró de MIPN 8-1 (MIPN 8-1 M1). La ubicación se muestra en la Figura 61.



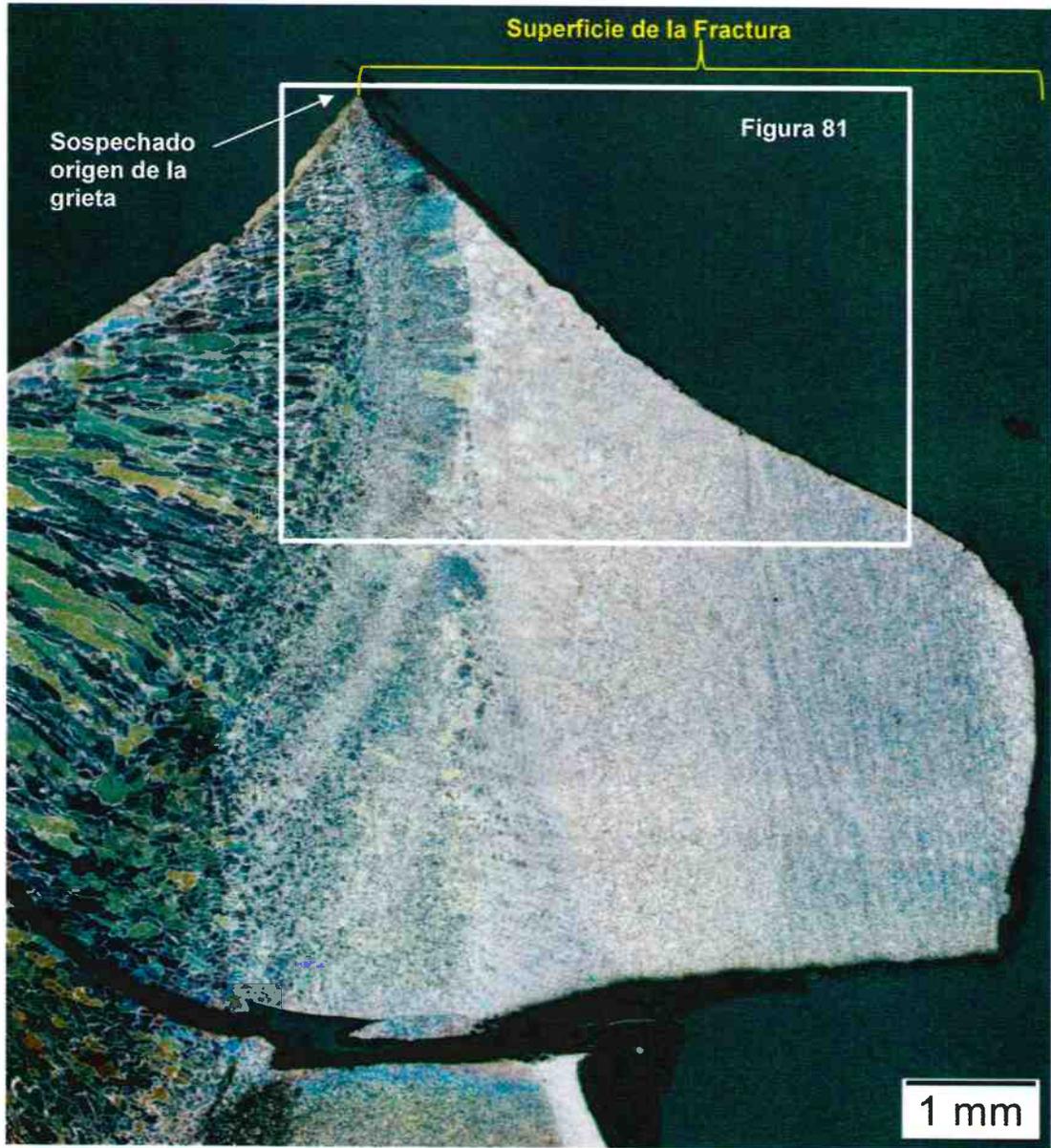
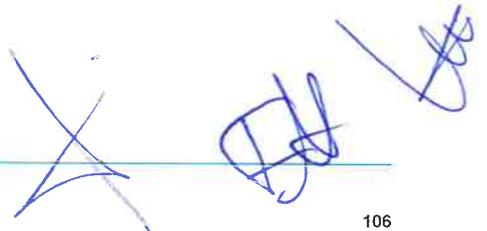


Figura 80. Montaje fotomicrográfico que muestra la superficie de la fractura de la sección transversal en el que se sospecha es el origen de la grieta; MIPN 8-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 79 .



Handwritten signatures and initials in blue ink, including a large 'X' and several scribbled marks.

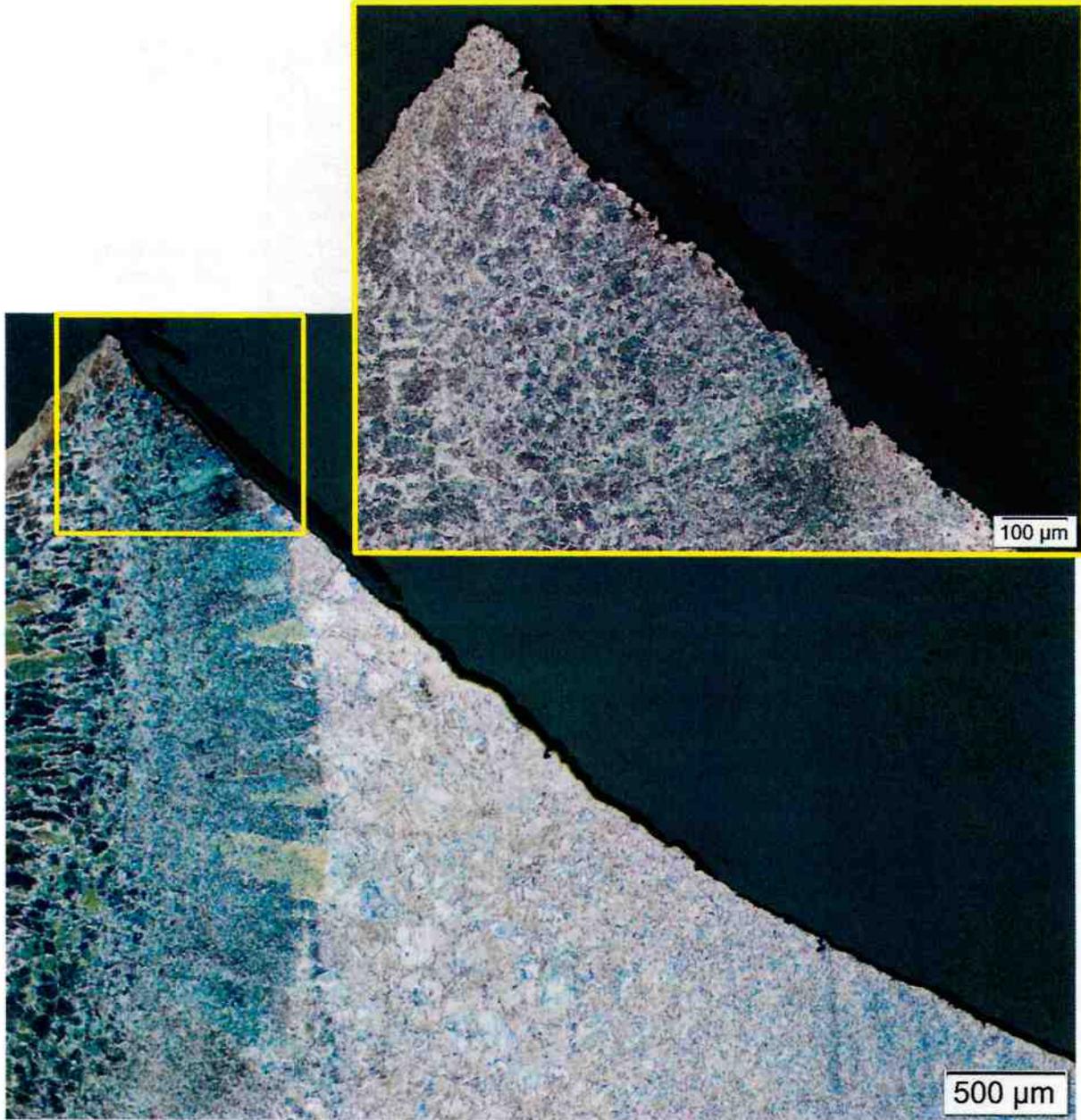
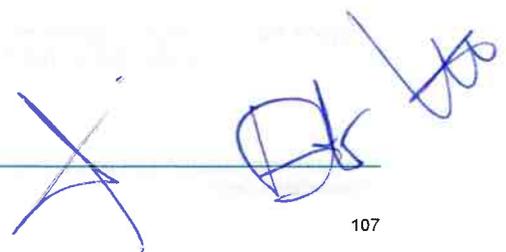


Figura 81. Fotomicrografías de gran aumento que muestran la superficie de la fractura en la sección transversal en el que se sospecha es el origen de la grieta; MIPN 8-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 80.



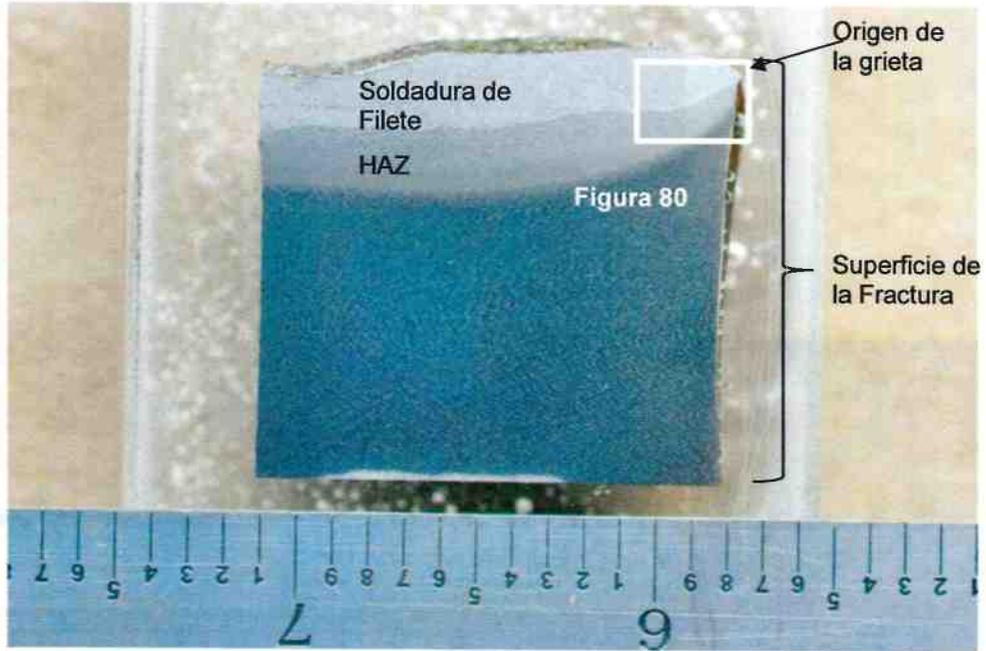


Figura 82. Fotografía que muestra sección transversal metalográfica que DNV retiró de MIPN 10-2-1 (MIPN 10-2-1 M1). La ubicación se muestra en la Figura 66 .



Figura 83. Fotomicrografía que muestra la superficie de la fractura en la sección transversal en el origen de la grieta; MIPN 10-2-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 82.

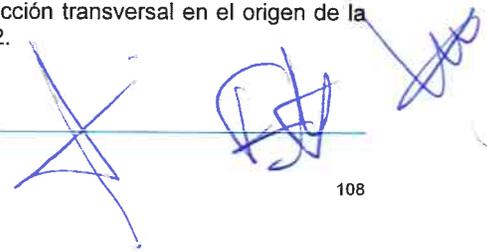




Figura 84. Fotomicrografías de gran aumento que muestra la superficie de la fractura en la sección transversal del origen de la grieta; MIPN 10-2-1 M1. La ubicación se muestra en la Figura 83.



Handwritten signatures in blue ink, including a large 'X' and several other illegible marks.

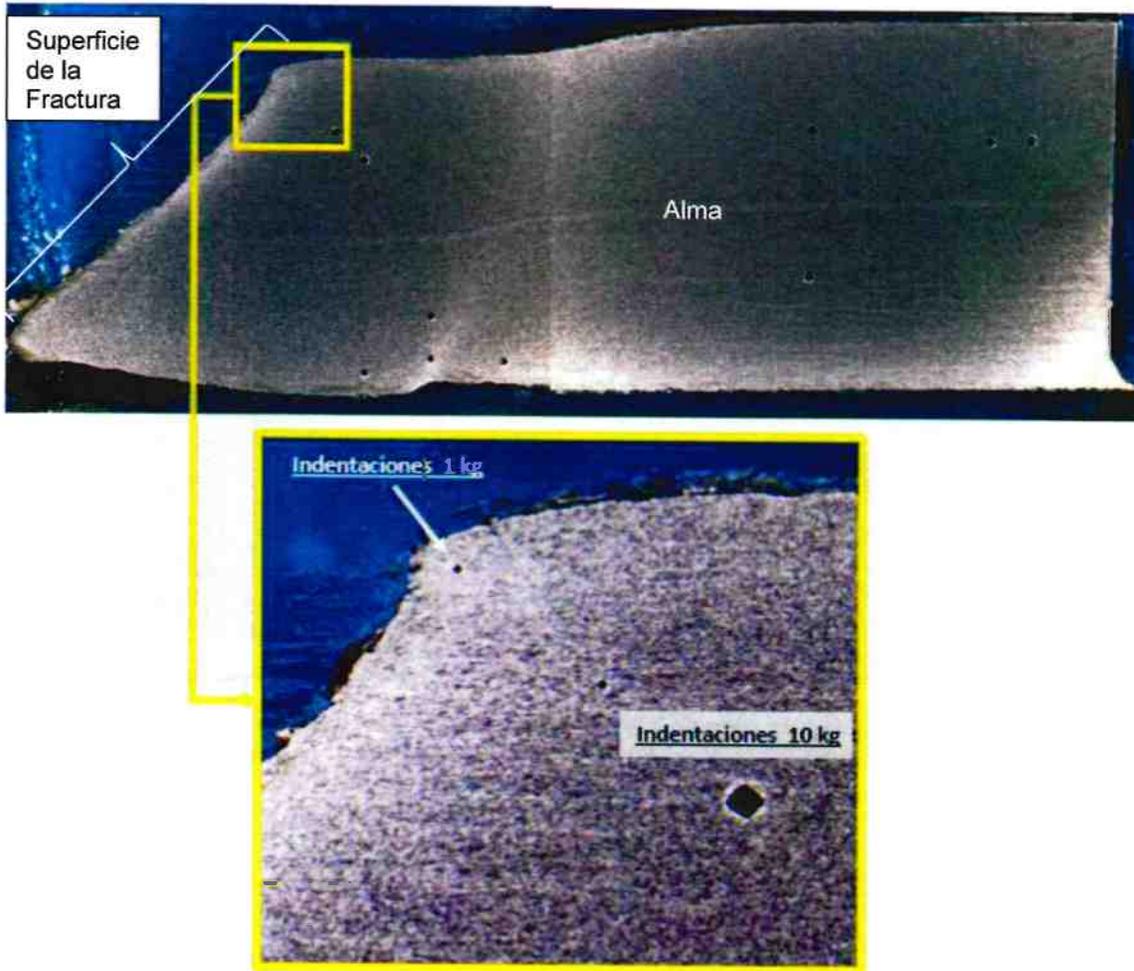
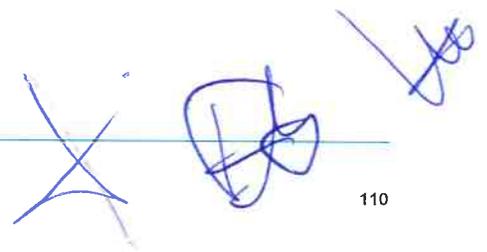


Figura 85. Fotomicrografías que muestran la sección transversal metalográfica que se retiró a través de la superficie de la fractura del alma de la Viga Sur. Montaje SGW M1. La ubicación se muestra en la Figura 72.



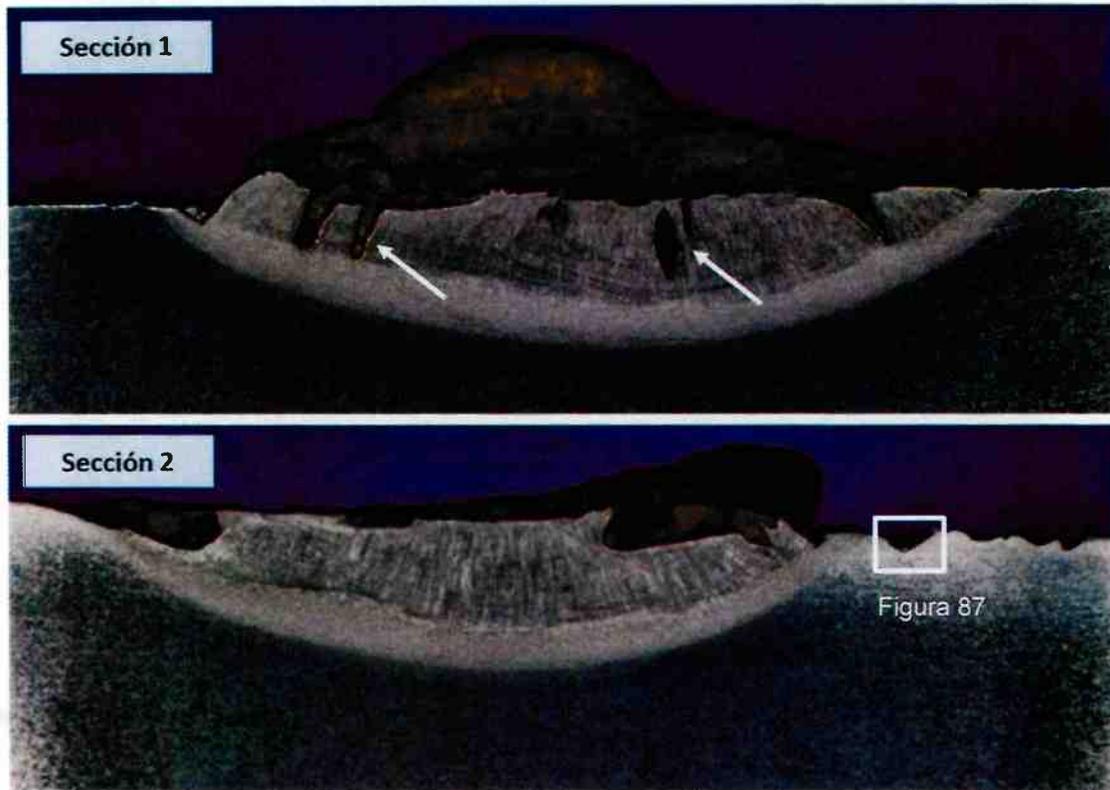
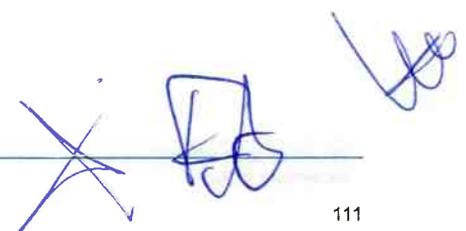


Figura 86. Fotomicrografías que muestra las secciones transversales metalográficas retiradas a través de dos de las superficies de fractura remanentes de las soldaduras del perno del Patín Superior de la Viga Sur. Montaje SGUF M1 y Montaje SGUF M2. las ubicaciones se muestran en la Figura 75.



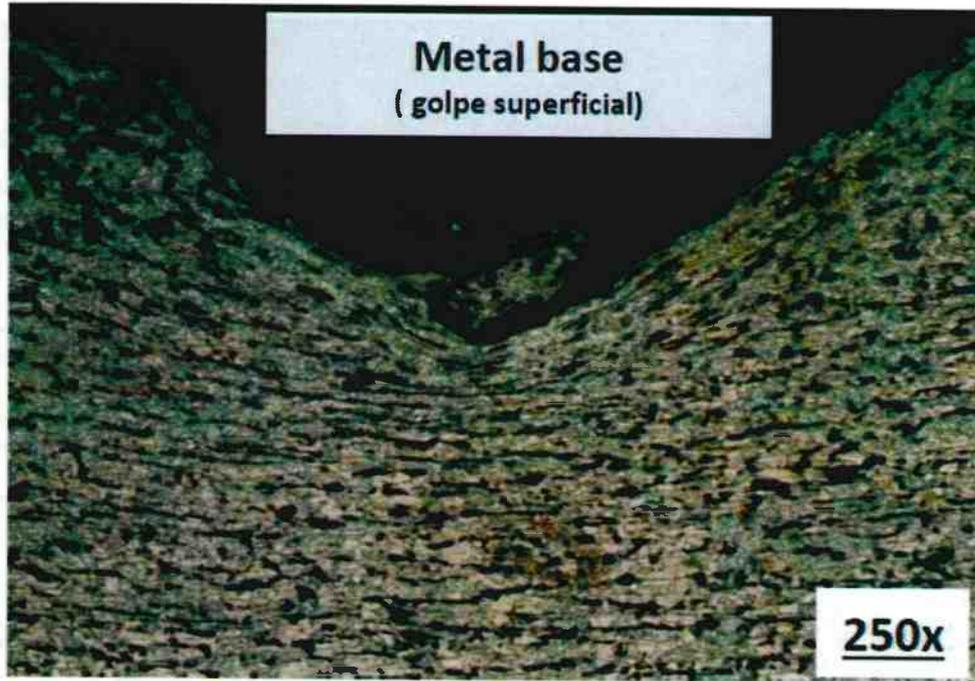


Figura 87. Fotomicrografía que muestra la microestructura en la base de una de las marcas de impacto de la superficie. Las ubicaciones se muestran en la Figura 86.



Handwritten signatures in blue ink, including a large 'X' and several other illegible marks.

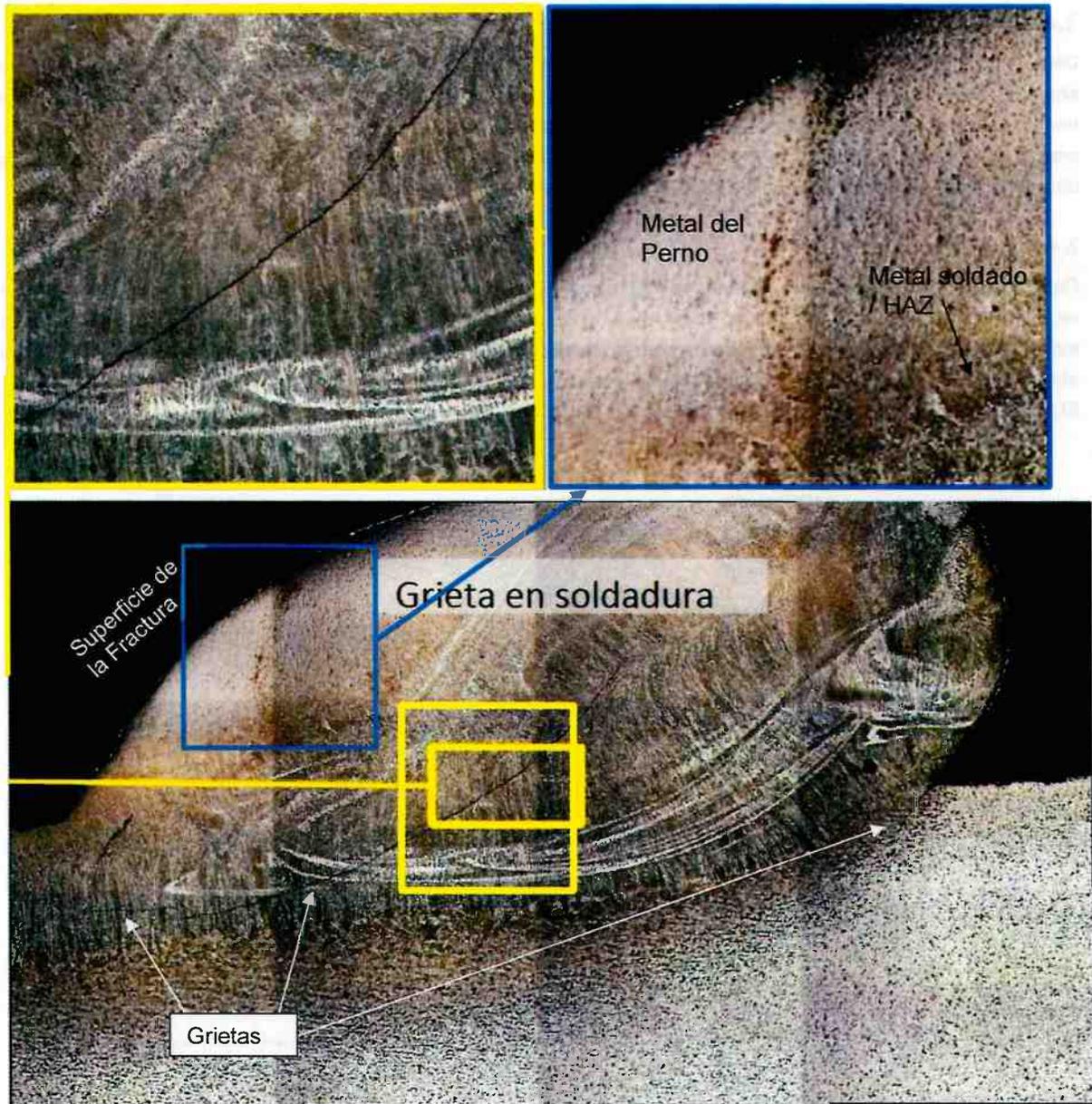
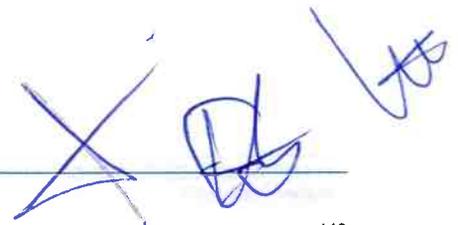


Figura 88. Fotomicrografías que muestran la sección transversal metalográfica retirada a través de la superficie de la fractura remanente de una de las soldaduras del perno del Patín Superior de T-6. Montaje T6UF M1. La ubicación se muestra en la Figura 77.



3.4.3 Pruebas Mecánicas

3.4.3.1 Concreto

DNV revisó los documentos de cálculo del diseño /16/ y los planos as-built /17//18/ del sitio del incidente de Metro para entender los criterios de diseño que se siguieron para el diseño y construcción de la sección del tramo elevado. Se tomaron muestras de materiales de concreto de las columnas, cabezales de las columnas, losas de concreto precolado, y losas coladas en el sitio mediante GEIC-CFE /19/ para compararlos contra los criterios de diseño además de proveer valores de entrada a las simulaciones de reconstrucción del incidente.

3.4.3.1.1 Muestreo

Con el fin de obtener las propiedades de los materiales representativos, se tomaron muestras del núcleo de concreto en múltiples ubicaciones de columnas, cabezales de columnas, losas precoladas y coladas en el sitio. También se tomaron muestras de acero de refuerzo de ubicaciones dentro de las losas precoladas y coladas en el sitio donde se observó que el acero de refuerzo estaba intacto, y no había sido afectado por la falla o por la subsecuente demolición. El plan de muestreo del concreto se presenta en la Figura 89 a continuación.

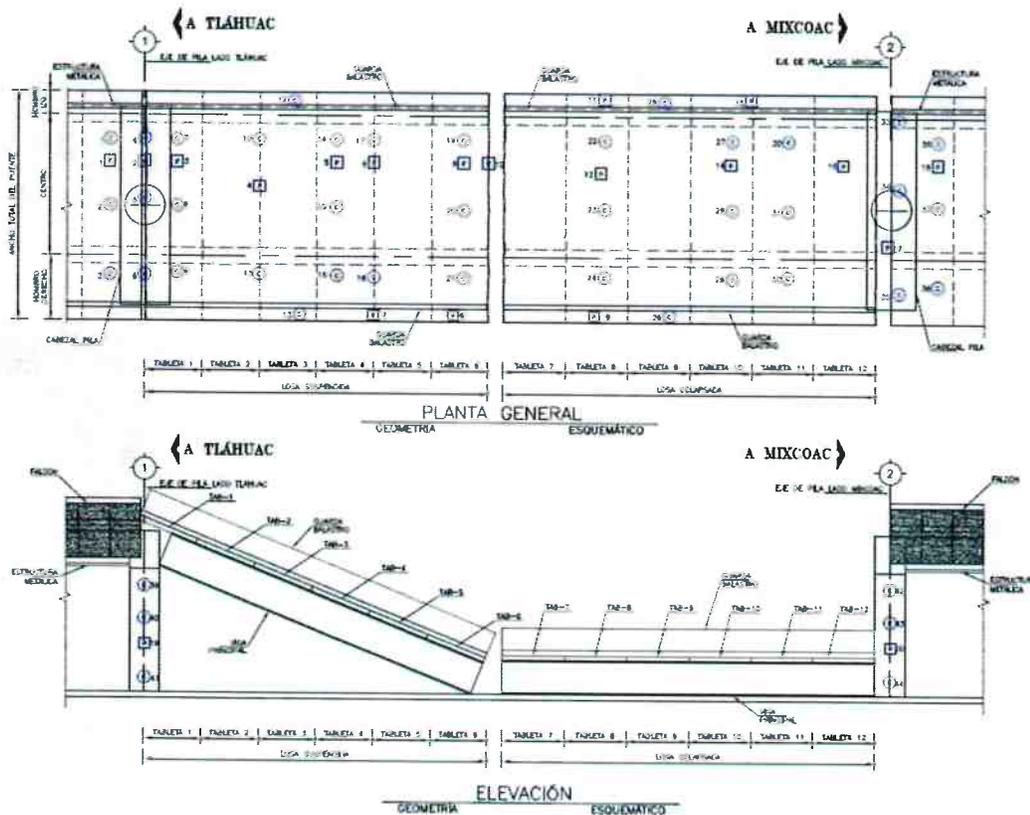


Figura 89. Esquema que muestra las ubicaciones de donde se tomaron muestras de concreto para las pruebas. /31/

3.4.3.1.2 Pruebas al Concreto

Se tomaron muestras centrales de concreto después del incidente mediante GEIC-CFE /19/ del 19 al 25 de mayo de 2021 en cumplimiento con NMX-C-169 /21/, antes de la demolición de la sección colapsada. En general, se tomaron muestras centrales de 5.8 cm de diámetro con una longitud que iba de los 8.5 a los 35 cm y se llevaron al laboratorio, se cortaron y se cubrieron en cumplimiento con NMX-C-109 /22/, y se sometieron a pruebas de compresión de conformidad con NMX-C-083 /23/ y NMX-C-128 /24/. Las muestras de acero de refuerzo también se tomaron de las losas precoladas y coladas en el sitio para obtener muestras relativamente intactas del acero de refuerzo, con muestras de aproximadamente 60 cm de longitud. A continuación, se presenta un resumen de los resultados de la prueba:

Tabla 8. Resumen de los resultados de las pruebas al concreto posteriores al incidente comparados contra los criterios de diseño que se determinaron a partir de la revisión de los cálculos de diseño y de los planos as-built.

Resistencia a la Compresión del Concreto					
Ubicación	Clase de Concreto (basado en /27/)	Criterio de diseño, kgf/cm ² (MPa)	Media, kgf/cm ² (MPa)	Desviación Estándar, kgf/cm ² (MPa)	% de las pruebas que cumplieron con el criterio de aceptación (basado en /27/)
Cabezal de la Columna	I	500 (49)	359.64 (35.3)	48.41 (4.7)	0%
Columna	I	300 (29.4)	327.92 (32.2)	53.53 (5.2)	83%
Panel Precolado	I	400 (39.2)	404.86 (39.7)	60.58 (5.9)	69%
Losa colada en el sitio	II	400 (39.2)	451.05 (44.2)	82.57 (8.1)	91%

Con base en el resumen anterior, se detectaron deficiencias en comparación con los criterios de diseño en todas las porciones de las estructuras de concreto que fueron probadas. Aunque los valores promedio cumplieron con los criterios de diseño para la resistencia a la compresión, varias muestras de la columna, paneles precolados y losas coladas en el sitio cayeron por debajo de los criterios mínimos especificados en las Normas Técnicas Complementarias Oficiales del Distrito Federal del 2004 /27/. Todas las pruebas al concreto que se hicieron sobre cabezales de columna fallaron en el cumplimiento con el criterio de diseño y el criterio estadístico que también se especifica en /27/. La Resistencia del concreto, módulos, y valores de peso de la unidad obtenidos en la pruebas se incorporaron a todos los análisis estructurales, y se discuten en la Sección 4.2.2.

3.4.3.1.3 Análisis Petrográfico

Petroanálisis Ingeniería S. de R.L. de C.V. /28/ realizó análisis petrográficos a las muestras de las columnas de concreto, cabezales de columnas, losas precoladas y coladas en el sitio, usando la Práctica Estándar ASTM C856-20 para Examinación Petrográfica de Concreto Endurecido /29/ incluyendo procedimientos para la preparación de especímenes, examinación visual y estereomicroscópica, así como examinación microscópica polarizante.

Los análisis petrográficos indicaron las siguientes potenciales deficiencias:

- Algunas muestras contienen poros elongados y pasta de cemento no homogénea, lo que indica potencial de baja resistencia debido a la insuficiente mezcla y consolidación del concreto.

- Algunas muestras contienen juntas frías, fracturas y microfracturas (en bordes de agregado y a través de los agregados), indicando potencial de baja resistencia debida a las características físicas/mecánicas del concreto.
- Algunas muestras contienen agregados volcánicos y dolomita potencialmente nocivos que pueden causar reacciones álcali-sílice y álcali-carbonato, acelerando potencialmente el deterioro del concreto al paso del tiempo. Los agregados volcánicos y dolomita, cuando se observaron, representaban menos del 10 por ciento del total del agregado grueso y no se observó evidencia de deterioro prematuro en ninguna de las muestras seleccionadas para análisis petrográfico.

3.4.3.2 Acero de reforzamiento

También se tomaron muestras de acero de refuerzo de las ubicaciones dentro de las losas precoladas y coladas en el sitio cuando se observó que el acero de refuerzo estaba intacto, y no se había afectado por la falla o por la demolición subsecuente /20/. Las muestras de 3/4 de pulgada (#6) y de 1/2 pulgada (#4) de acero de refuerzo fueron de aproximadamente 60 cm de longitud y fueron probadas mediante GEIC-CFE en cumplimiento con NMX B506 /26/ y NMX B172 /25/ como se resume a continuación:

Tabla 9. Resumen de los Resultados de las Pruebas de Tensión en el Acero de Refuerzo.

Pruebas de Tensión del Acero de Refuerzo				
	Criterio de Diseño, kgf/cm ² (MPa)	Media, kgf/cm ² (MPa)	Desviación Estándar, kgf/cm ² (MPa)	% de pruebas que cumplen con el criterio de diseño
Acero de Refuerzo	4200 (411.9)	4961.12 (486.5)	189.83 (18.6)	100%

Todas las muestras de acero de refuerzo que se probaron como parte de la investigación de DNV, posterior al incidente cumplieron con los criterios de diseño indicados en los cálculos de diseño, ilustraciones y especificaciones.

3.4.3.3 Vigas y Marcos transversales

Las muestras se tomaron de las Subvigas T-1 y T-7 de las Vigas Norte y Sur y de la Viga T-6 en áreas que mostraron deformación mínima para que CYTI les realizara pruebas mecánicas. Las pruebas de tensión se realizaron sobre especímenes longitudinales (a lo largo de los ejes principales) que se tomaron de los patines inferior y superior, especímenes longitudinales y transversales tomados de las almas, y especímenes longitudinales tomados de los refuerzos longitudinales y verticales soldados a las Subvigas T-1 y T-7 (T-1: TY301-159/TY302-159 & T-7: T3027-01/T3028-01)⁸. Los resultados de tensión para las Vigas T-1, T-7, y T-6 (TY26-01)⁸ se muestran en la Tabla 10, Tabla 11, y Tabla 12, respectivamente, y se compararon con el acero Grado 50 ASTM A572.

El límite elástico (YS por sus siglas en inglés) promedio del Patín Inferior de cada una de las tres vigas y el Patín Superior de la viga T-1 no cumplieron con los requerimientos especificados para YS de 345 MPa. Cada uno de los

⁸ Referencias de reportes de pruebas en fábrica/molino (MTR).

patines, el patín superior e inferior, mostraron una YS de aproximadamente 330 MPa. El patín inferior de las Vigas T-7 y T-6 mostraron YS de 335.5 MPa y 311 MPa, respectivamente. El YS promedio de los especímenes transversales tomados del alma de T-1 fallaron marginalmente con el requerimiento YS, lo que puede ser resultado de alguna deformación que resultó en un efecto Bauschinger cuando se aplanó la muestra para mecanizar el espécimen.⁹ El YS de los especímenes restantes cumplió en todos los casos con el requerimiento especificado. Adicionalmente, todas las pruebas a los especímenes, incluyendo las que no cumplieron con el requerimiento YS especificado, cumplieron con los requerimientos de tensión de rotura (UTS por sus siglas en inglés) y elongación de 450 MPa y 21%, respectivamente, para el acero Grado 50 ASTM A572.

Los resultados de las pruebas CVN realizadas a los especímenes tomados de las almas de las Vigas T-1, T-7, y T-6 se muestran en la Tabla 13. Los especímenes se probaron a 20°C y se orientaron como sigue:

- Longitudinal – ranurado a través del espesor,
- Longitudinal – ranurado a lo largo de la dirección transversal del alma,
- Transversal – ranurado a lo largo de la dirección longitudinal del alma.

Los resultados varían de 146 Joules (J) a 380 J, y corresponden a buenas propiedades de resistencia a la fractura a las temperaturas probadas. No hay referencia de requerimientos CVN dentro de ASTM A572.

3.4.3.3.1 Pruebas de Dureza

DNV realizó pruebas de dureza de Vickers (HV por sus siglas en inglés) sobre la sección transversal metalográfica tomada a través de los orígenes de las grietas identificadas en T-6 y en el Marco transversal 3, consulte la Figura 61 y la Figura 66, respectivamente. Los resultados se resumen en la Tabla 14 junto con los valores UTS estimados convertidos en cumplimiento con ASTM A370. La Figura 90 y la Figura 91 son fotografías que muestran las ubicaciones de las pruebas en MIPN 8-1 M1 y MIPN 10-2-1 M1, respectivamente, y los correspondientes valores de dureza.

Los valores de dureza asociados con MIPN 8-1 M1 estuvieron en un rango de 188 a 373 HV. Los valores más bajos de dureza se localizaron en el metal base del patín inferior (188 HV) y en el alma (203 HV). Los valores UTS estimados convertidos, 600 MPa y 646 MPa respectivamente, son similares a los valores UTS medidos con pruebas de tensión, 547 y 545, respectivamente. La prueba de dureza dentro del metal base del alma podría seguir cayendo dentro del HAZ, lo que puede haber contribuido a la mayor diferencia de las propiedades de tensión medidas. Los valores de dureza más altos se encontraron en HAZ, adyacente a la soldadura, y en la superficie libre de la soldadura.

Los valores de dureza asociados con MIPN 10-2-1 M1 cayeron en un rango de 175 a 233 HV. El valor de dureza más bajo se ubicó en el metal base del ángulo de acero (175 HV). El valor UTS estimado convertido es 561 MPa. Los valores de dureza más altos se localizaron en el HAZ, adyacente a la soldadura y en la superficie libre de la soldadura.

⁹ Promedio de dos especímenes; YS = 353 MPa y 334 MPa.

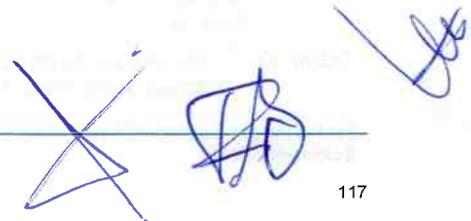


Tabla 10. Resultados de la prueba de tensión realizada en especímenes tomados de la viga T-1 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572.

T-1 (TY301-159/TY302-159)							ASTM A572 – Grado 50 Min.
	Patín Inferior ¹	Patín Superior ¹	Alma (Longitudinal) ¹	Alma (Transversal) ¹	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Vertical	
Límite elástico [MPa]	330	329	373.5	343.5	399	544	345
Tensión de rotura [MPa]	513	489	510	495	570	594	450
Elongación, %	33.5	29.45	36.7	38.1	33.3	30.7	21
Reducción del Área, %	74.6	77.6	67.95	61.95	64.4	66.8	-

1 – Promedio de dos especímenes; uno de TY301-159 y uno de TY302-159.

Tabla 11. Resultados de las pruebas de tensión realizada en especímenes tomados de las vigas T-7 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572 .

T-7 (T3027-01/T3028-01)							ASTM A572 – Grado 50 Min.
	Patín Inferior ¹	Patín Superior ¹	Alma (Longitudinal) ¹	Alma (Transversal) ¹	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Vertical	
Límite Elástico [MPa]	335.5	355.5	436	462.5	397	554	345
Tensión de Rotura [MPa]	552	542	542.5	556	582	609	450
Elongación, %	32	32.85	33.5	31	29.9	31.1	21
Reducción del Área, %	73.6	74.85	66.9	63.5	66.9	74.5	-

1 – Promedio de dos especímenes; uno de T3027-01 y uno de T3028-01.

Tabla 12. Resultados de las pruebas de tensión realizadas en especímenes tomados de la viga T6 en la ubicación de la falla y comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 ASTM A572 .

T6 (TY26-01)					ASTM A572 – Grado 50 Min.
	Patín Inferior	Patín Superior	Alma (Longitudinal)	Alma (Transversal)	
Límite Elástico [MPa]	311	406	458	491	345
Tensión de Rotura [MPa]	547	520	537	552	450
Elongación, %	36.2	32.2	32.2	28.6	21
Reducción del Área, %	78.2	79.4	69.9	66.7	-

Tabla 13. Resultados de pruebas de impacto Charpy con entalle en V realizadas en especímenes tomados de las almas de las vigas T1, T7, y T6 en la ubicación de la falla. Las pruebas se realizaron a 20°C.

	Viga		
	T-1	T-7	T-6
Espécimen 1, Longitudinal - Ranurado a través del Espesor del Alma [Joules]	256	302	342
Espécimen 2, Longitudinal – Ranurado Transversal [Joules]	162	146	380
Espécimen 3, Transversal – Ranurado Longitudinal [Joules]	280	186	234

Tabla 14. Resultados de la prueba de dureza realizada en las secciones transversales metalográficas de los montajes MIPN 8-1 M1 y MIPN 10-2-1 M2, en comparación con la tensión de rotura(UTS) aproximada convertida a partir de las mediciones y de conformidad con ASTM A370. Las ubicaciones de las ranuras se muestran en la Figura 90 y en la Figura 91.

Ranura	MIPN 8-1 M1 (T-6 Alma y Soldadura de Filete)				MIPN 10-2-1 M1 (Marco transversal 3 y Soldadura de Filete)			
	Ubicación del Material	Vickers [HV]	UTS Aprox. [ksi]	UTS Aprox. [MPa]	Ubicación del Material	Vickers [HV]	UTS Aprox. ksi	UTS Aprox. [MPa]
1	Metal de Soldadura	253	117	805	Metal de Soldadura	212	98	675
2	Metal de Soldadura	251	116	799	Metal de Soldadura	201	93	640
3	Metal de Soldadura	242	112	770	Marco transversal HAZ	215	99	684
4	HAZ del Patín	373	172	1184	Marco transversal HAZ	193	89	615
5	HAZ del Patín	238	110	757	Marco transversal Metal Base	177	82	567
6	Metal de la Base del Patín	188	87	600	Marco transversal Metal Base	175	81	561
7	Metal de Soldadura	264	122	839	Metal de Soldadura	224	103	713
8	Metal de Soldadura	262	121	833	Marco transversal HAZ	233	108	741
9	Metal de Soldadura	270	124	858	Marco transversal Base Metal	189	87	603
10	Metal de Soldadura	230	106	732	Marco transversal Metal Base	189	87	603
11	Metal de Soldadura	230	106	732	Marco transversal Metal Base	185	86	591
12	Alma HAZ	222	102	706				
13	Alma HAZ	220	102	700				
14	Alma	203	94	646				

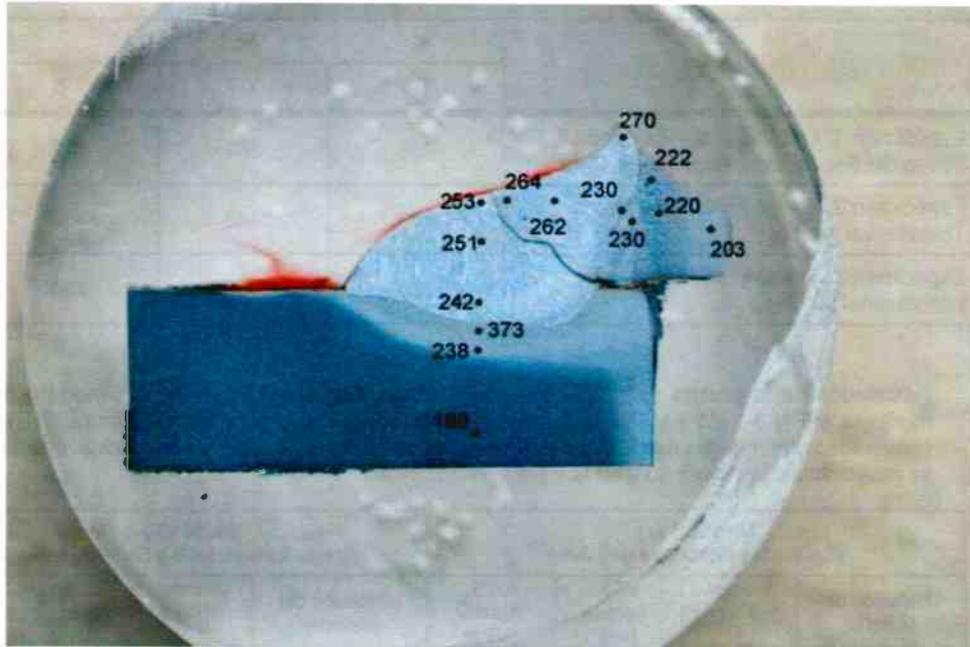


Figura 90. Fotomicrografía que muestra las ubicaciones de la prueba de dureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers para MIPN 8-1 M1. Grabado Nital al 2%.

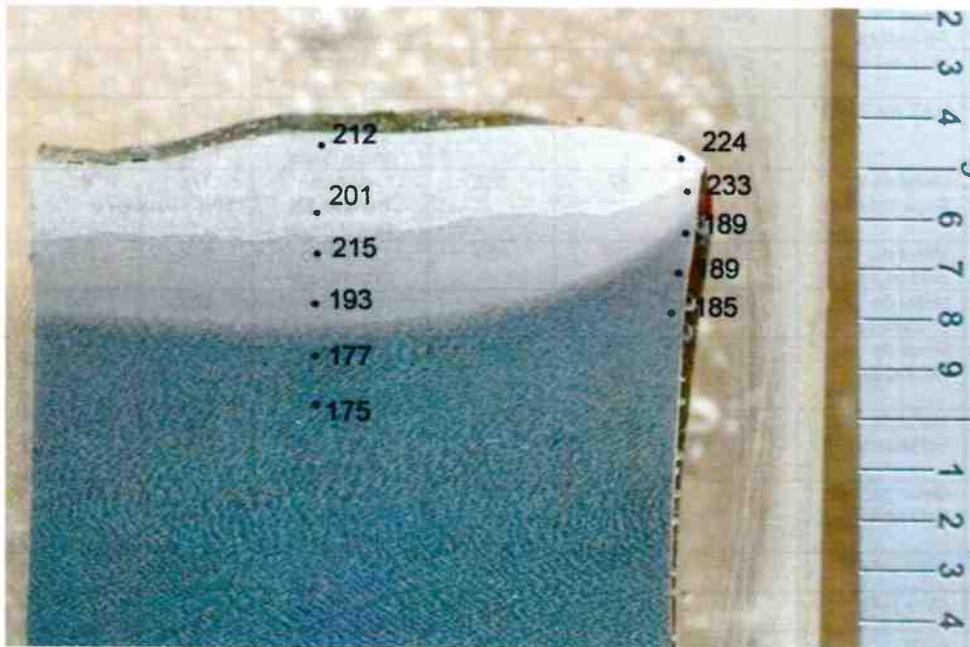
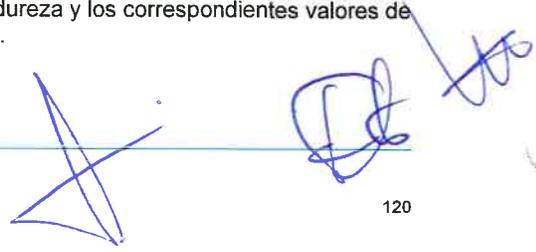


Figura 91. Fotomicrografía que muestra las ubicaciones de la prueba de dureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers para MIPN 10-2-1 M1. Grabado Nital al 2%.



3.4.3.4 Pernos

CYTI realizó pruebas y análisis sobre una muestra que se tomó de la Viga Sur de la Sección Este donde el concreto aún estaba conectado al Patín Superior mediante pernos. La Figura 92 es una fotografía que muestra la zona después de retirarla de concreto circundante, el corte del acero de refuerzo, y los precortes para extraerla. Dentro de la fotografía pueden verse 12 pernos intactos. El espaciado lateral de los pernos no es simétrico con relación al eje de la viga. Los pernos a la derecha se encuentran muy al borde de la viga, mientras que los pernos a la izquierda son los más cercanos al centro de la viga. Con base en las ilustraciones del diseño, estos pernos debían espaciarse uniformemente a 11 cm uno de otro con el perno central colocado al centro de la viga, directamente encima del alma en incrementos de 30 cm a lo largo de la longitud de la viga. Después de retirar la muestra que contenía seis (6) pernos, cada perno se etiquetó como: P1, M2, T3, T4, AM5, y AM6. Las soldaduras asociadas con los pernos se limpiaron y se documentaron con fotos. De la Figura 93 a la Figura 98 son fotografías de las soldaduras ya limpias. En general las soldaduras son muy deficientes. Existen extensas áreas donde el perfil de la soldadura es de fusión incompleta, poroso y no uniforme (o completamente faltante). Con propósitos de comparación, la Figura 99 es una imagen de Nelson Welding, Inc. extraída de una publicación que muestra la sección transversal de la soldadura típica de un perno cuando se hace adecuadamente. Esta soldadura es dramáticamente diferente de las que se hicieron en el tramo elevado que colapsó. De conformidad con AWS D1.1, debe realizarse una inspección visual en el 100% de las soldaduras realizadas en los pernos (Sección 7.8.1) y “debe ser visible el destello de la soldadura 360 grados alrededor del perno”. Las seis (6) soldaduras seleccionadas e inspeccionadas aleatoriamente no cumplieron con los requerimientos de inspección de AWS D1.1. Los ferrules que se dejaron en los pernos (Figura 29 y Figura 30) impiden cualquier oportunidad de inspeccionar visualmente la calidad de las soldaduras. En el caso del Perno P1, el área de la soldadura es de aproximadamente 20 por ciento del área de la sección transversal del perno.

Se realizaron pruebas adicionales en los seis (6) pernos. Los Pernos P1 y M2 se sometieron a pruebas de flexibilidad, un requerimiento de prueba de desempeño de la soldadura establecido en AWS D1.1. El ángulo de deflexión requerido depende de si las pruebas de flexibilidad se realizan como parte de la calificación de la soldadura previa a la producción (30 grados) o durante la producción de las soldaduras, cuando una soldadura falla la inspección visual de los 360 grados (15 grados). El Perno P1 falló con una carga de 252 kgf (2.47 kN) y alcanzó una deflexión mínima que no pudo ser capturada; mucho menor a los 15 o 30 grados que establece el requerimiento. El Perno M2 falló a una carga de 5,672 kgf (55.6 kN) y alcanzó una deflexión de aproximadamente 12 grados. Ambos pernos fallaron dentro de la soldadura y no cumplieron la métrica de desempeño de D1.1. La Figura 100 contiene fotografías que muestran la superficie de la fractura después de las pruebas de flexibilidad. La superficie de la fractura muestra áreas de fusión incompleta y porosidad.

Los Pernos T3 y T4 se sometieron a pruebas de tensión. La Figura 101 es una fotografía que muestra el equipo utilizado para las pruebas. El Perno T3 y T4 fallaron con cargas de tensión de 12,330 kgf (120.9 kN) y 3,570 kgf (35 kN), respectivamente. Estas cargas corresponden al 54.7% y 15.8% de la carga de tensión mínima especificada de 220.89 kN para pernos con un diámetro de 25 mm según el código AWS D1.1.¹⁰ La Figura 102 y la Figura 103 son fotografías que corresponden a las superficies de la fractura de los Pernos T3 y T4, respectivamente. Son visibles extensas áreas de fusión incompleta y porosidad en la superficie de la fractura. Para cada perno se estimó el área de la sección transversal de la soldadura intacta que falló, y se ilustra en la figura correspondiente. En el caso del Perno T3, la soldadura intacta representa 55.2 % del área de la sección transversal del perno. Para el Perno T4, la soldadura intacta sólo representa 25.3 % del área de la sección transversal del perno.

¹⁰ Resistencia mínima a la tensión conforme al Código AWS D1.1 de 450 MPa para Pernos Tipo B.

Se realizaron pruebas de metalografía y dureza sobre los Pernos AM5 y AM6. La Figura 104 contiene fotomicrografías que muestran el perfil de soldadura y las correspondientes microestructuras del Perno AM5 y el Patín Superior. Estructuralmente no hay metal de soldadura sólido en el lado izquierdo del perno y hay una cantidad mínima en el lado derecho. En la imagen del centro con menor aumento puede observarse gran porosidad. La microestructura tanto del perno como del Patín Superior consiste en ferrita (áreas claras) y perlita (áreas oscuras). Con una mayor ampliación (Figura 105), son evidentes la fusión incompleta y la porosidad. Se realizaron pruebas de dureza en las diferentes microestructuras; el metal base del Patín Superior y el perno, cada respectivo HAZ, y el metal de soldadura. Los resultados se muestran en la Tabla 15 y se ilustran en la figura. Los valores de dureza más altos (188 – 272 HV) corresponden al metal de soldadura y a HAZs, atribuibles al rápido rango de enfriamiento del proceso de soldadura.

La Figura 106 contiene fotomicrografías que muestran el perfil de soldadura y las correspondientes microestructuras del Perno AM6 y del Patín Superior. El perno cuelga sobre el borde del patín del lado izquierdo y claramente no muestra un cordón de soldadura uniforme de 360 grados. Pueden observarse grandes áreas de porosidad dentro de la pequeña soldadura presente. La microestructura del perno y del Patín Superior consiste en ferrita (áreas claras) y perlita en bandas (áreas oscuras). Con una mayor ampliación (Figura 107), son evidentes la fusión incompleta y la porosidad de la soldadura. Se realizaron pruebas de dureza en las diferentes microestructuras; metal base del Patín Superior and perno, cada respectivo HAZ, y el metal de soldadura. Los resultados se resumen en la Tabla 15 y se muestran en la figura. En el caso del Perno AM5, los valores de dureza más altos (222 - 296 HV) corresponden al metal de soldadura y al HAZs, atribuible al rápido rango de enfriamiento del proceso de soldadura.

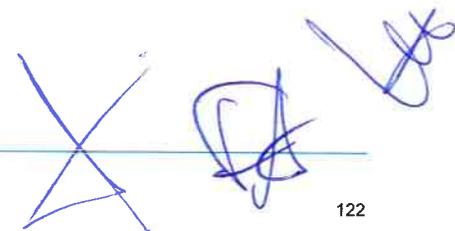


Tabla 15. Resultados de la prueba de dureza realizada en las secciones transversales metalográficas de los pernos AM5 y AM6, en comparación con los valores aproximados de tensión de rotura(UTS) convertidos a partir de las mediciones y de conformidad con ASTM A370. Las ubicaciones y valores de las ranuras se muestran en la Figura 105 y en la Figura 107.

Ranura	Ubicación del Material	Perno AM5			Perno AM6		
		Vickers [HV]	UTS Aprox. [ksi]	UTS Aprox. [MPa]	Vickers [HV]	UTS Aprox. ksi	UTS Aprox. [MPa]
1	Patín	151	71	491	154	72	499
2	Patín	149	70	485	150	71	488
3	Patín	148	70	482	156	73	505
4	HAZ del Patín	257	119	817	265	122	842
5	HAZ del Patín	255	118	811	266	123	846
6	HAZ del Patín	255	118	811	251	116	799
7	Metal de Soldadura	272	125	864	264	122	839
8	Metal de Soldadura	263	121	836	267	123	849
9	Metal de Soldadura	273	126	867	278	128	883
10	HAZ del Perno	202	93	643	222	102	706
11	HAZ del Perno	188	87	600	231	107	735
12	HAZ del Perno	195	90	621	296	136	937
13	Perno	168	78	540	165	77	532
14	Perno	167	78	537	175	81	561
15	Perno	162	76	523	167	78	537
16	HAZ del Grano en Trayectoria del Patín	-	-	-	204	94	649
17	HAZ del Grano en Trayectoria del Patín	-	-	-	196	91	625

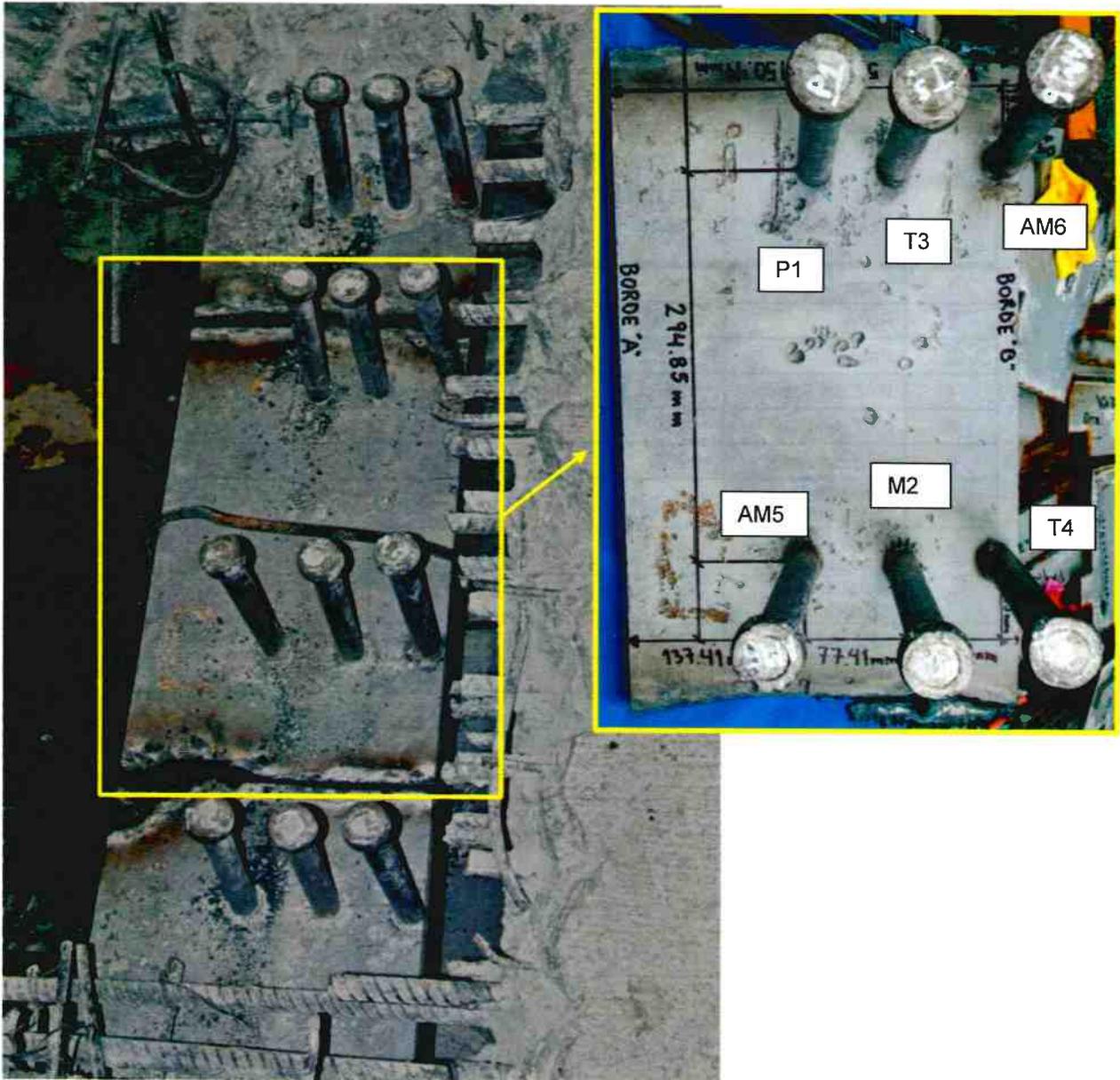


Figura 92. Fotografías que muestran los seis (6) pernos que se retiraron de la Sección Este del colapso para pruebas posteriores. La ubicación se muestra en la Figura 19.

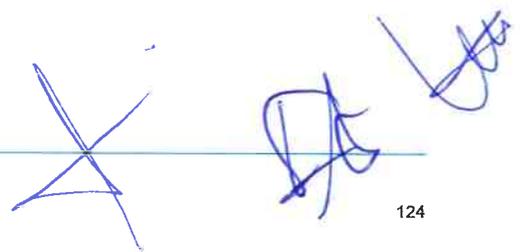




Figura 93. Fotografías que muestran el Perno P1 antes (superior) y después (inferior) de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.

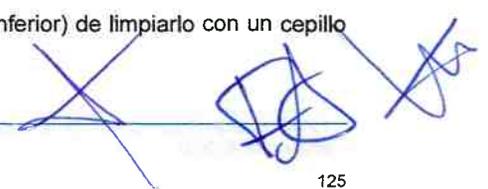
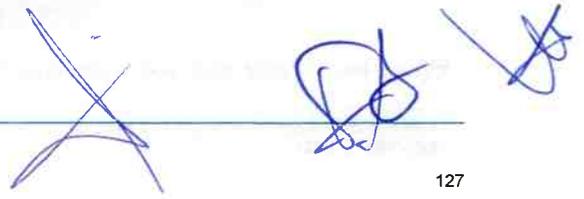




Figura 94. Fotografías que muestran el Perno M2 posterior a la limpieza con un cepillo de cerdas suaves.



Figura 95. Fotografías que muestran Perno T3 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.



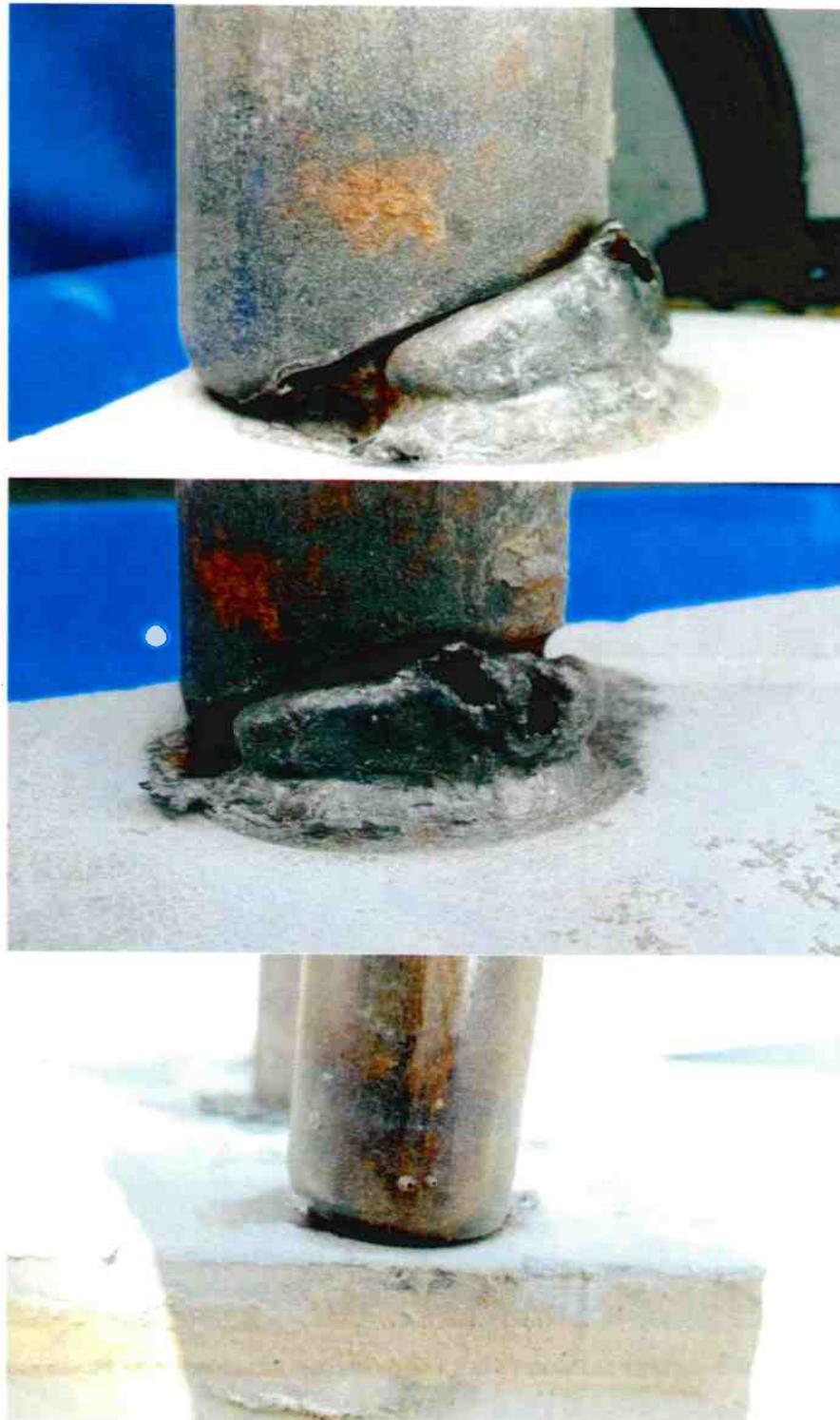


Figura 96. Fotografías que muestran el Perno T4 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.

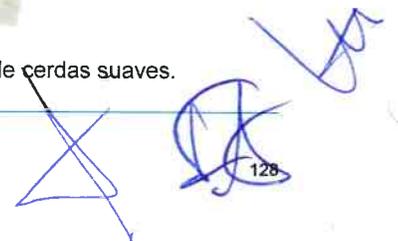




Figura 97. Fotografías que muestran Perno AM5 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.

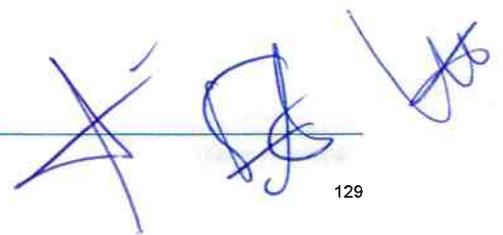




Figura 98. Fotografías que muestran Perno AM6 después de limpiarlo con un cepillo de cerdas suaves.



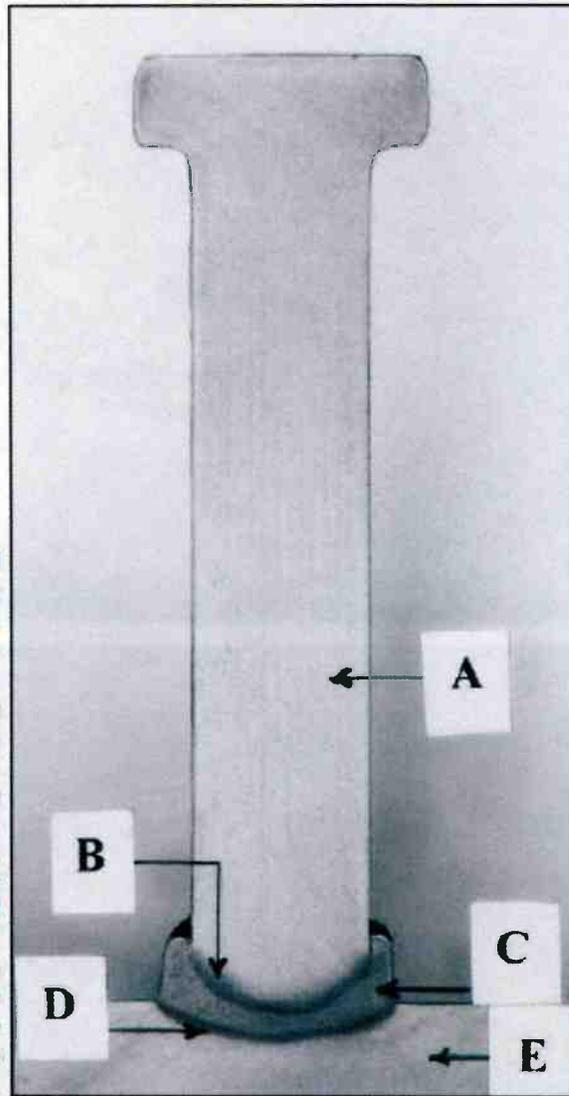
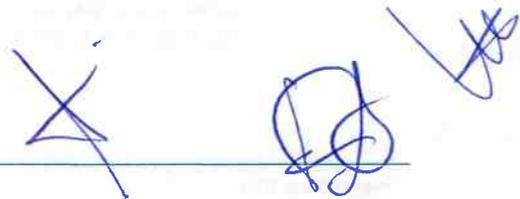


Fig. 4. Typical stud weld cross section. Source: Nelson Stud Welding, Inc.
 Weld Zones: (A) Heat-affected stud material, (B) Stud heat affected zone (HAZ), (C) Cast zone, (D) Base material HAZ, (E) Heat-affected base material.
 When performed properly, the stud weld is stronger than both the stud material and base plate material, and failure will occur at the ultimate steel strength in the stud shank or in the base plate, rather than in the weld.

Figura 99. Figura extraída de "Principles and Practices of Perno Welding," [Principios y Prácticas en la Soldadura de Pernos] de H.A. Chambers, PCI Journal September-October 2001, que muestra la sección transversal de una soldadura típica cuando se realiza de la forma correcta.



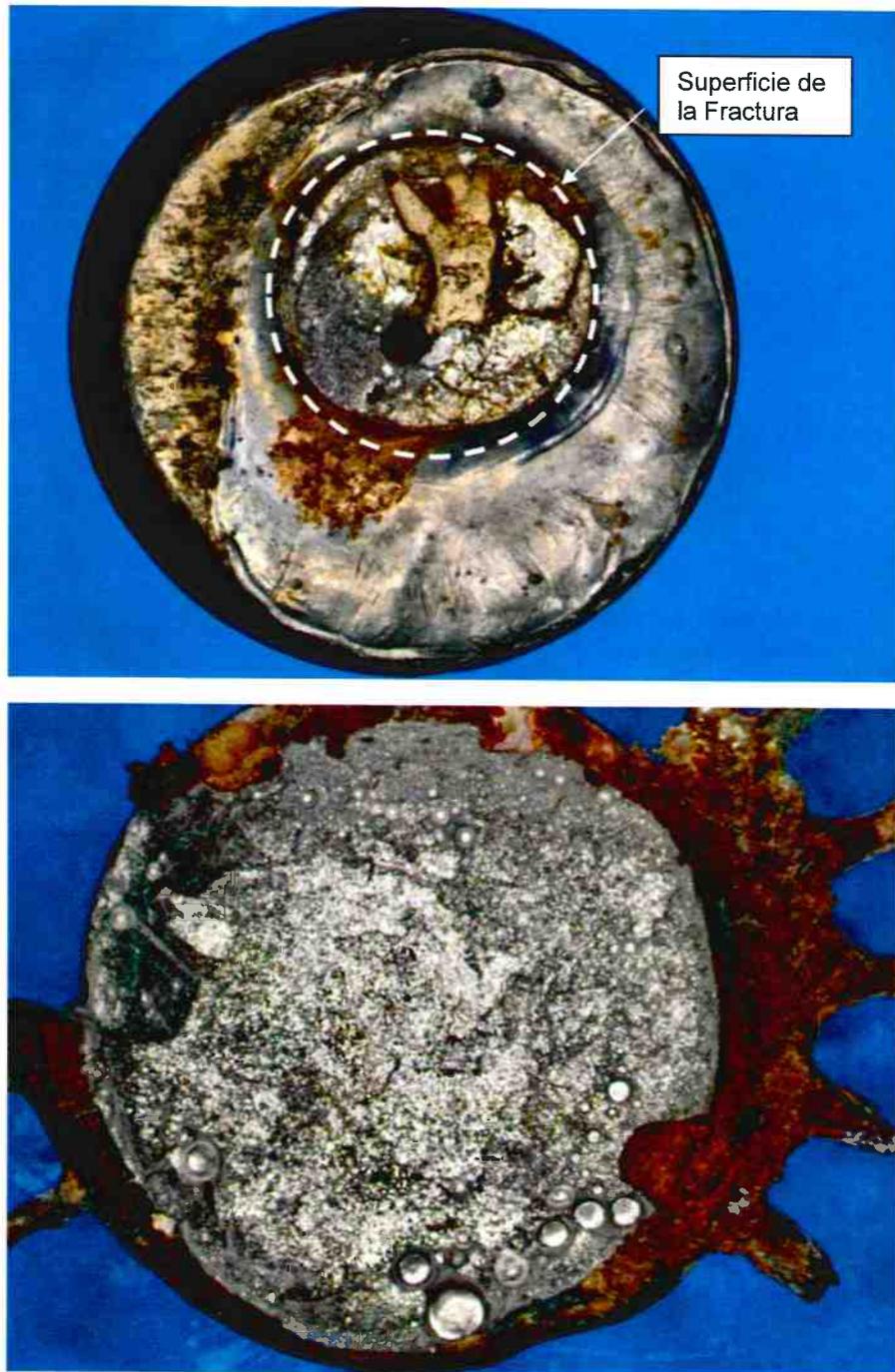


Figura 100. Fotografías que muestran las superficies de las fracturas de los Pernos P1 (superior) y M2 (inferior) posterior a la falla en las pruebas de flexibilidad de 30 grados. Escala – para referencia el diámetro del Perno es de 1 pulgada.

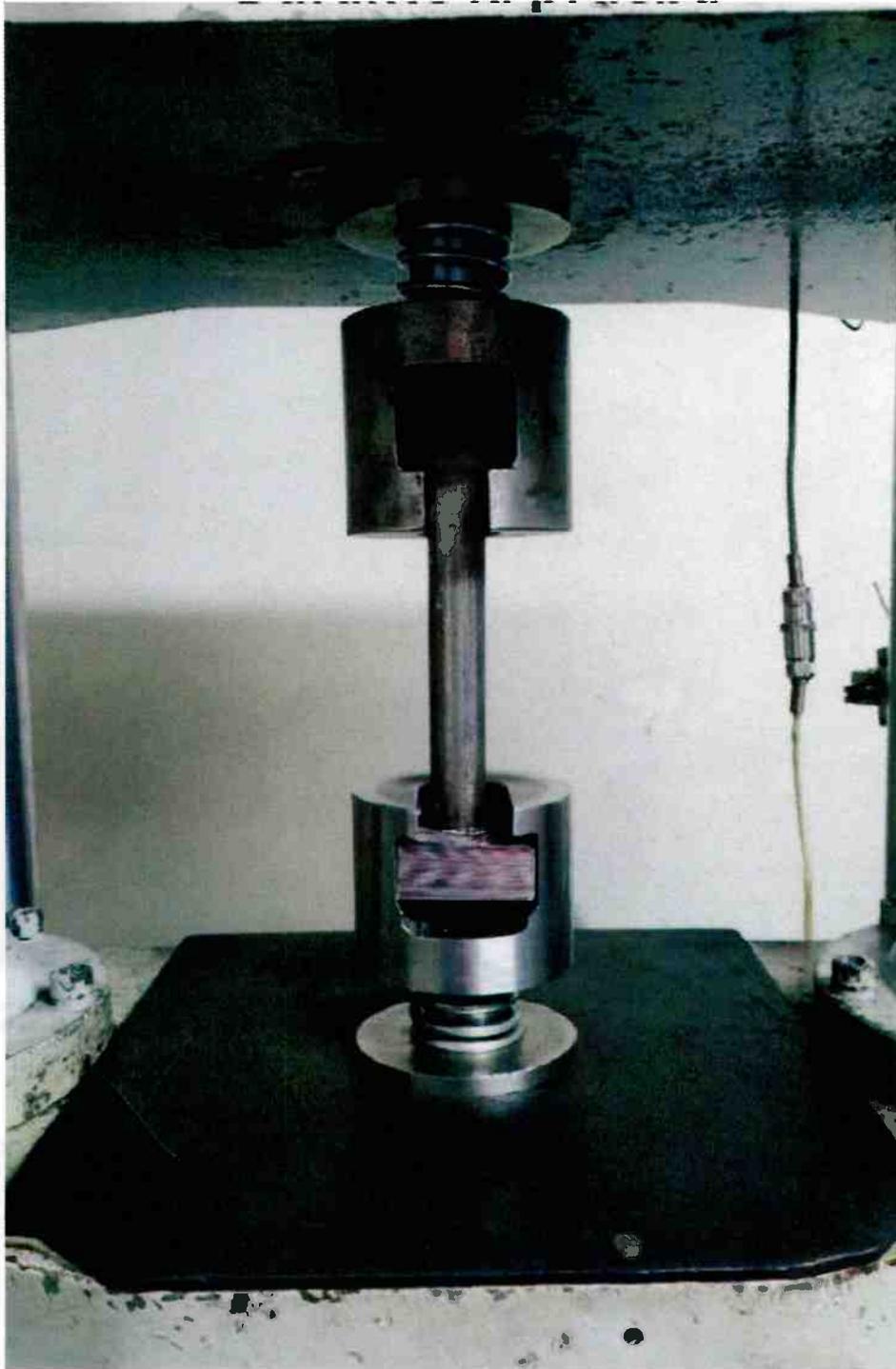


Figura 101. Fotografías que muestran el equipo de la prueba de tensión utilizado para probar los Pernos T3 y T4.

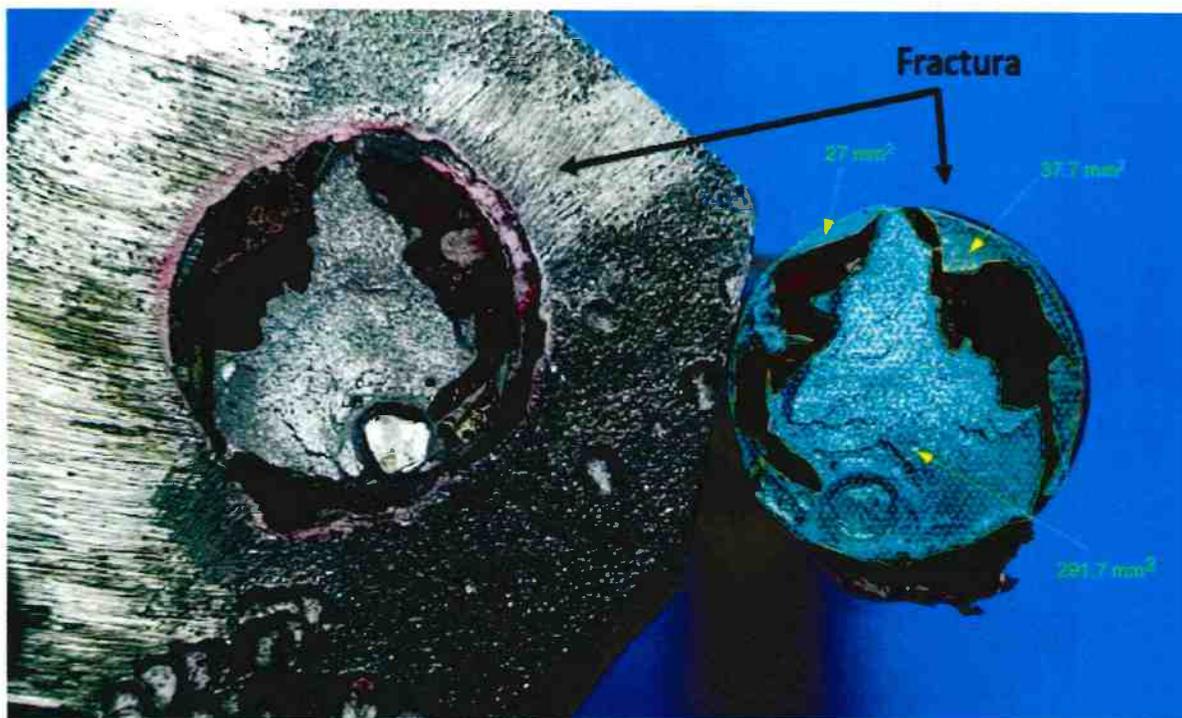


Figura 102. Fotografía que muestra la superficie de la fractura del Perno T3 después de las pruebas de tensión. Los números representan el área correspondiente de material intacto, soldado, que falló durante la prueba de tensión. Escala – como referencia el diámetro del perno es de 1 pulgada y el área correspondiente es de 645,16 mm².

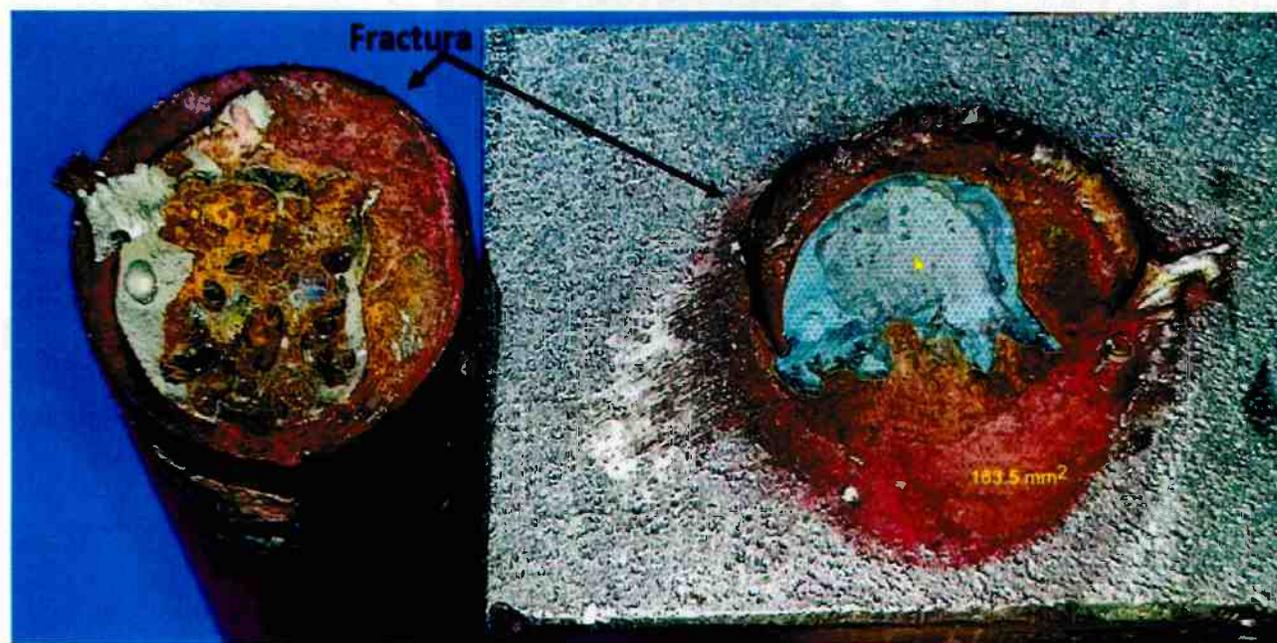


Figura 103. Fotografía que muestra la superficie de la fractura del Perno T4 después de las pruebas de tensión. Los números representan el área correspondiente de material intacto, soldado, que falló durante la prueba de tensión. Escala – como referencia el diámetro del perno es de 1 pulgada y el área correspondiente es de 645.16 mm².

[Handwritten blue ink marks: a large 'X' and a signature]

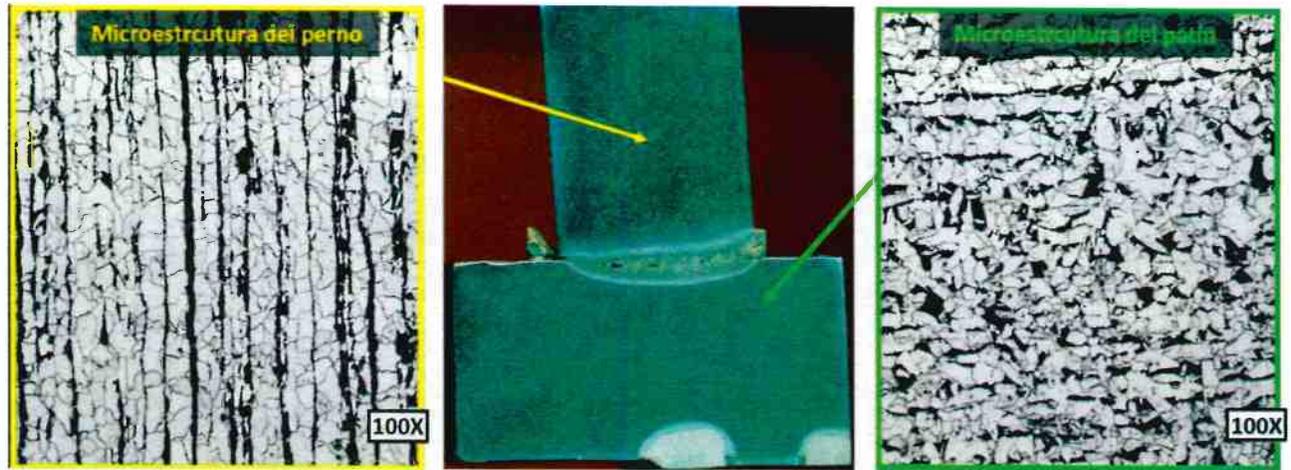
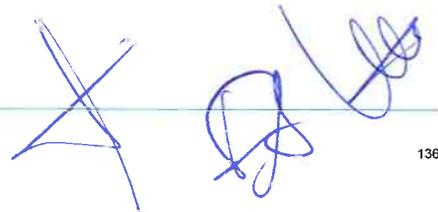


Figura 104. Fotomicrografías que muestran las microestructuras asociadas con el perno AM5 (izquierda) y el Patín Superior (derecha). Grabado Nital al 2%.



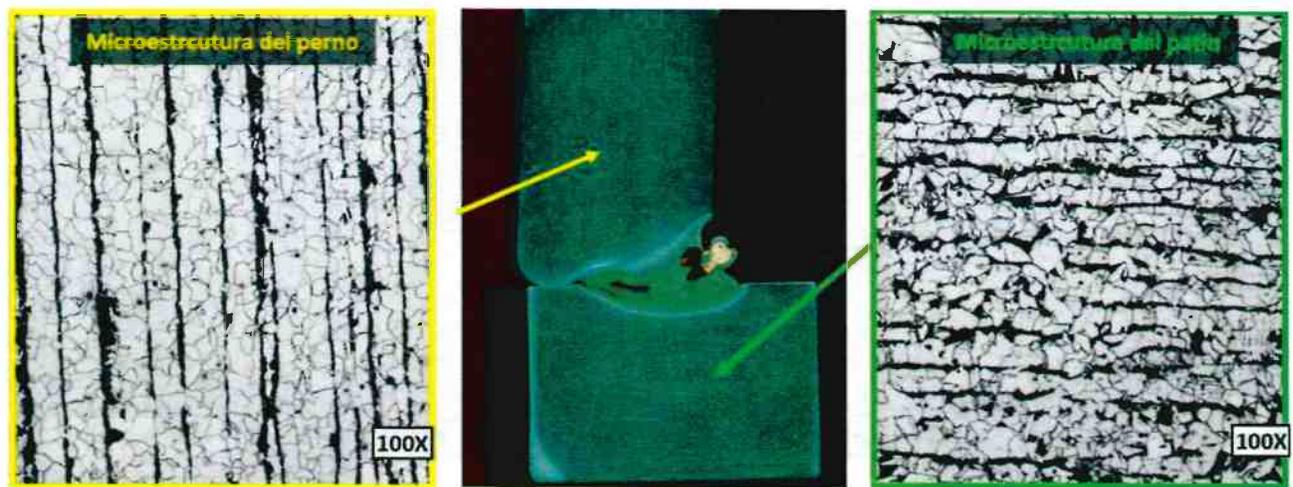
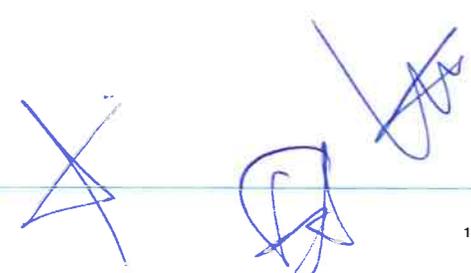


Figura 106. Fotomicrografías que muestran las microestructura asociadas con el perno. Perno AM6 (izquierda) y Patín Superior (derecha). Grabado Nital al 2%.



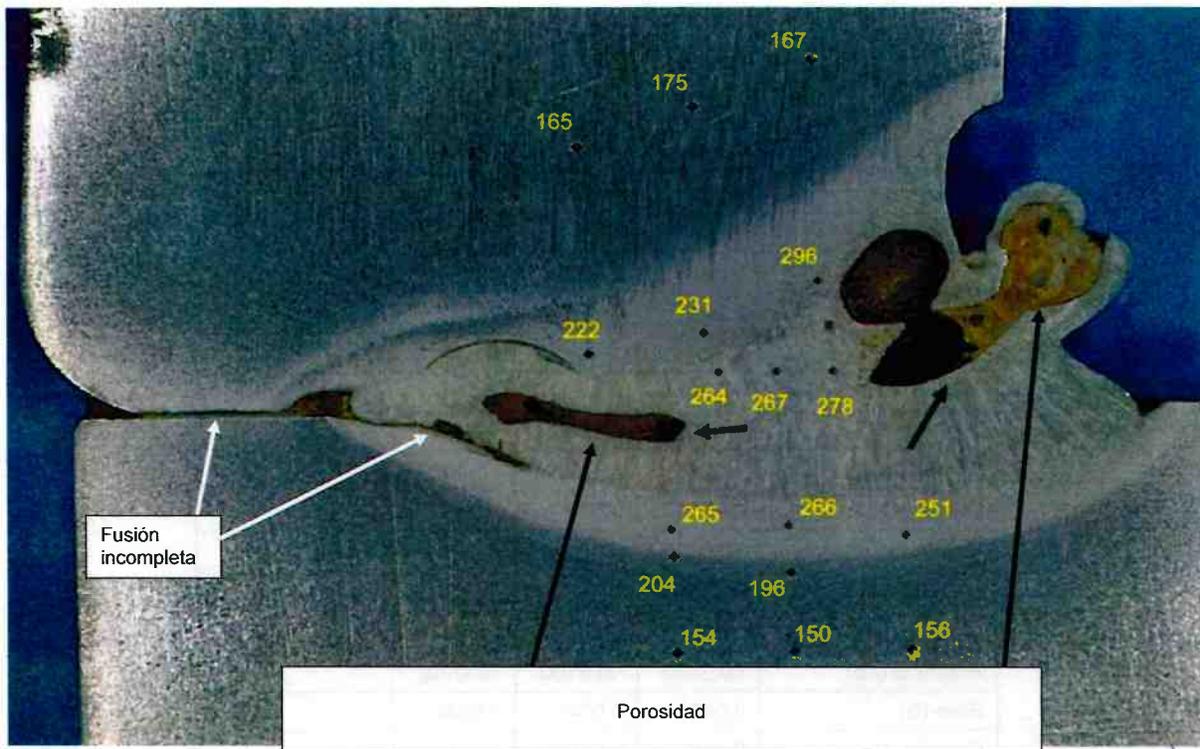
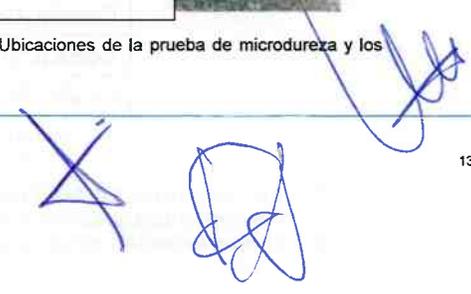


Figura 107. Fotomicrografía que muestra las microestructuras de la soldadura asociada con el Perno AM6. Ubicaciones de la prueba de microdureza y los correspondientes valores de dureza de Vickers. Grabado Nital al 2%.



3.4.4 Análisis Químico

Se realizaron análisis químicos sobre las muestras que se tomaron de la > Viga T-6 y las Subvigas T1 y T7, que incluyeron los patines, almas, y refuerzos longitudinal y verticales (T-1 y T-7). Los resultados para las Vigas T-6, T-1, y T-7 se resumen en la Tabla 16, Tabla 17, y Tabla 18, respectivamente. Todas las muestras cumplieron con los requerimientos para acero Grado 50 Tipo 1 que se establecen en ASTM A572.

Tabla 16. Resultados de los análisis de composición química realizados sobre las muestras que se tomaron de la Viga T-6 en la ubicación de la falla comparados con las especificaciones para el acero Grado 50 Tipo 1 que se establecen en ASTM A572.

Elemento	Viga T-6			ASTM A572 - Grado 50 Tipo 1 (Max. a menos que se proporcione rango)
	Patín Inferior	Patín Superior	Alma	
Carbono (C)	0.12	0.078	0.079	0.23
Manganeso (Mn)	1.517 ¹	1.4 ¹	1.52 ¹	1.35 ¹
Fósforo	0.039	0.034	0.039	0.04
Azufre(S)	0.008	0.005	0.006	0.05
Silicio (Si)	0.322	0.018	0.152	0.4
Niobio (Nb)	<0.0020	0.033	0.019	0.004-0.06 ²
Venadio (V)	0.035	<0.0010	<0.0010	
Titanio (Ti)	0.0016	<0.0010	<0.0010	
Cromo (Cr)	<0.0030	0.009	0.011	
Molibdeno (Mo)	<0.0020	0.0028	<0.0020	
Níquel (Ni)	<0.0050	0.013	<0.0050	
Aluminio (Al)	0.025	0.025	0.023	
Arsénico (As)	<0.0100	<0.0100	<0.0100	
Boro (B)	0.0053	0.0047	0.0044	
Cobalto (Co)	0.019	0.025	0.018	
Cobre (Cu)	0.0086	0.016	0.0074	
Estaño (Sn)	0.0053	0.0052	0.0036	
Tungsteno (W)	<0.03	<0.03	<0.03	

- 1 - Para cada reducción de 0.01 puntos porcentuales por debajo del máximo especificado para el carbono, se permitió un incremento de 0.06 puntos porcentuales de manganeso por encima del máximo especificado, hasta un máximo de 1.60 %.
- 2 - Límites del análisis del producto.

Tabla 17. Resultados de los análisis de composición química realizados a las muestras tomadas de la Subviga T-1 en la ubicación de la falla comparados con la especificación en ASTM A572 – Acero Grado 50 Tipo 1.

Elemento	Subviga T-1								ASTM A572 - Grado 50 Tipo 1 (Máximo a menos que se indique rango)
	Patín Inferior	Patín Inferior	Patín Superior	Patín Superior	Alma	Alma	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Vertical	
Carbono (C)	0.167	0.192	0.121	0.177	0.176	0.158	0.192	0.051	0.23
Manganeso (Mn)	1.45 ¹	1.529 ¹	1.469 ¹	1.467 ¹	1.355 ¹	1.373 ¹	1.473 ¹	1.558	1.35
Fósforo	0.026	0.032	0.023	0.028	0.023	0.03	0.04	0.032	0.04
Azufre(S)	0.006	0.003	0.01	0.007	0.007	0.007	0.007	0.005	0.05
Silicio (Si)	0.162	0.173	0.308	0.301	0.117	0.106	0.214	0.09	0.4
Niobio (Nb)	0.016	0.017	0.0069	0.0055	0.015	0.012	<0.0020	0.046	0.004-0.06 ²
Venadio (V)	0.0012	<0.0010	0.034	0.056	<0.0010	<0.0010	0.075	0.0047	
Titanio (Ti)	0.0074	0.0073	0.0019	0.0012	0.0049	<0.0010	<0.0010	0.012	
Cromo (Cr)	0.016	0.011	<0.003	0.0033	0.018	0.015	0.0056	0.143	
Molibdeno (Mo)	0.0045	0.0025	0.0032	<0.0020	0.0098	0.0061	<0.0020	0.037	
Níquel (Ni)	0.014	0.0089	0.005	<0.0050	0.023	0.017	0.012	0.14	
Aluminio (Al)	0.025	0.025	0.025	0.032	0.016	0.017	0.019	0.018	
Arsénico (As)	<0.0100	<0.0100	<0.01	<0.0100	<0.01	<0.0100	<0.0100	<0.0100	
Boro (B)	0.0027	0.0038	0.0033	0.0033	0.004	0.0022	0.0031	0.0039	
Cobalto (Co)	0.016	0.021	0.0049	0.017	0.012	0.023	0.023	0.028	
Cobre (Cu)	0.023	0.017	0.0086	0.0084	0.015	0.015	0.0096	0.226	
Estaño (Sn)	0.0047	0.0053	0.005	<0.0030	0.0076	0.004	0.0035	0.017	
Tungsteno (W)	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	

- 1 - Para cada reducción de 0.01 puntos porcentuales por debajo del máximo especificado para el carbono, se permitió un incremento de 0.06 puntos porcentuales de manganeso por encima del máximo especificado, hasta un máximo de 1.60 %.
- 2 - Límites del análisis del producto.

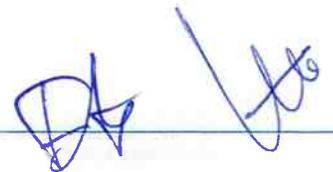



Tabla 18. Resultados de los análisis de composición química realizados a las muestras tomadas de la Subviga T-7 en la ubicación de la falla comparados con la especificación en ASTM A572 – Acero Grado 50 Tipo 1

Elemento	Subviga T-7								ASTM A572 - Grado 50 Tipo 1 (Máximo a menos que se indique rango)
	Patín Inferior	Patín Inferior	Patín Superior	Patín Superior	Alma	Alma	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Vertical	
Carbono (C)	0.186	0.175	0.194	0.163	0.166	0.071	0.192	0.048	0.23
Manganeso (Mn)	1.469 ¹	1.471 ¹	1.506 ¹	1.484 ¹	1.388 ¹	1.263	1.459 ¹	1.56 ¹	1.35
Fósforo	0.023	0.025	0.027	0.02	0.037	0.021	0.033	0.02	0.04
Azufre(S)	0.006	0.006	0.007	0.008	0.006	0.007	0.007	0.006	0.05
Silicio (Si)	0.333	0.324	0.315	0.309	0.114	0.062	0.207	0.102	0.4
Niobio (Nb)	0.0024	<0.0020	0.0083	<0.0020	0.0084	<0.0020	0.0066	0.042	0.004-0.06 ²
Venadio (V)	0.043	0.074	0.059	0.055	<0.0010	0.043	0.043	0.0033	
Titanio (Ti)	<0.0010	<0.0010	0.0013	0.0012	<0.0010	<0.0010	<0.0010	0.012	
Cromo (Cr)	0.028	0.0045	0.0045	<0.0030	0.014	0.052	0.028	0.14	
Molibdeno (Mo)	0.0054	0.0024	0.0023	<0.0020	0.0057	0.023	0.0058	0.039	
Níquel (Ni)	0.0079	0.011	<0.0050	<0.0050	0.019	0.06	0.0067	0.144	
Aluminio (Al)	0.019	0.021	0.032	0.032	0.016	0.016	0.02	0.018	
Arsénico (As)	<0.0100	<0.0100	<0.0100	<0.0100	<0.0100	<0.0100	<0.0100	<0.0100	
Boro (B)	0.004	0.0029	0.0034	0.0038	0.0043	0.0041	0.0032	0.0039	
Cobalto (Co)	0.019	0.026	0.011	0.022	0.024	0.03	0.011	0.03	
Cobre (Cu)	0.019	0.0099	0.0082	0.0079	0.015	0.147	0.018	0.212	
Estaño (Sn)	0.0033	0.0036	0.0037	0.0044	0.0061	0.0098	0.0042	0.017	
Tungsteno (W)	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	<0.03	

- 1 - Para cada reducción de 0.01 puntos porcentuales por debajo del máximo especificado para el carbono, se permitió un incremento de 0.06 puntos porcentuales de manganeso por encima del máximo especificado, hasta un máximo de 1.60 %.
- 2 - Límites del análisis del producto.

4.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

DNV desarrolló una serie de modelos computacionales para simular el comportamiento del tramo elevado que colapsó. El análisis emplea principios y procedimientos de ingeniería establecidos para estimar las tensiones en el componente estructural y el comportamiento del sistema. El análisis de tensión se basa en la descripción geométrica del tramo elevado, las propiedades del material, el proceso de construcción y los estimados de condiciones de operación y carga extrema.

4.1 Códigos Aplicables

Se realizó la simulación de los estimados de carga y los escenarios, así como el análisis estructural y las revisiones del diseño en cumplimiento con:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specification. 4th edition (2007) [Especificación para el diseño de puentes. 4^a edición]
- "Bases del diseño del proyecto estructural en tramo elevado" (11/2008)

4.2 Información que se Ingresó al Modelo

4.2.1 Condiciones de Geometría y Límites

Las condiciones de dimensiones geométricas y límites para modelo se basaron en la información obtenida de los planos as-built y en las observaciones que se hicieron durante las visitas al sitio. La Figura 108 y la Figura 109 muestran el plano dimensionado y las vistas de elevación, respectivamente, de la sección del metro que colapsó.

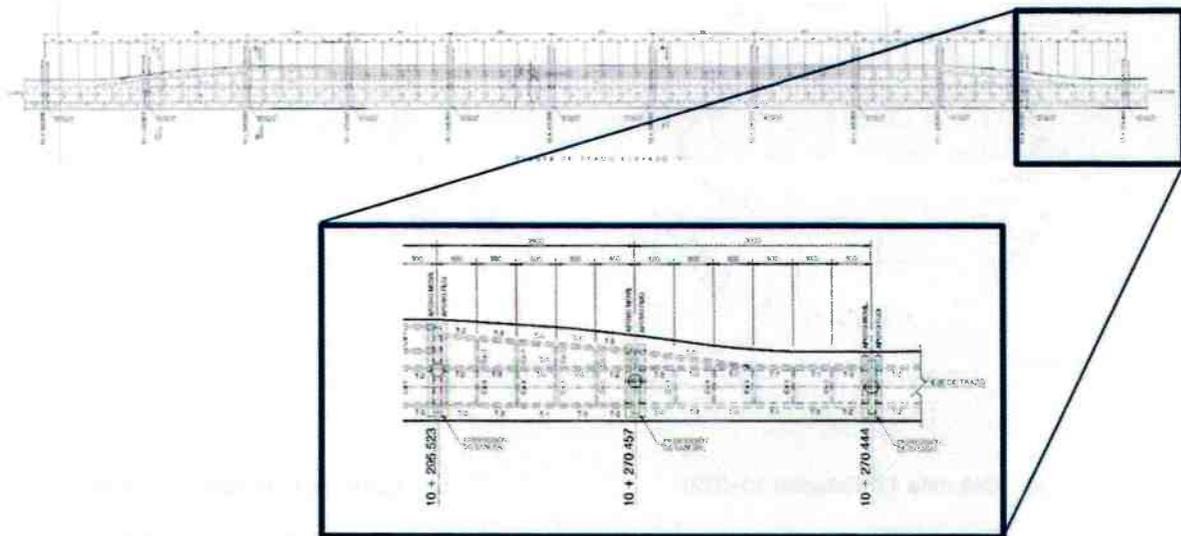


Figura 108. Vista del plano de la sección del paso elevado que colapsó (entre las estaciones 10+272 y 10+242)

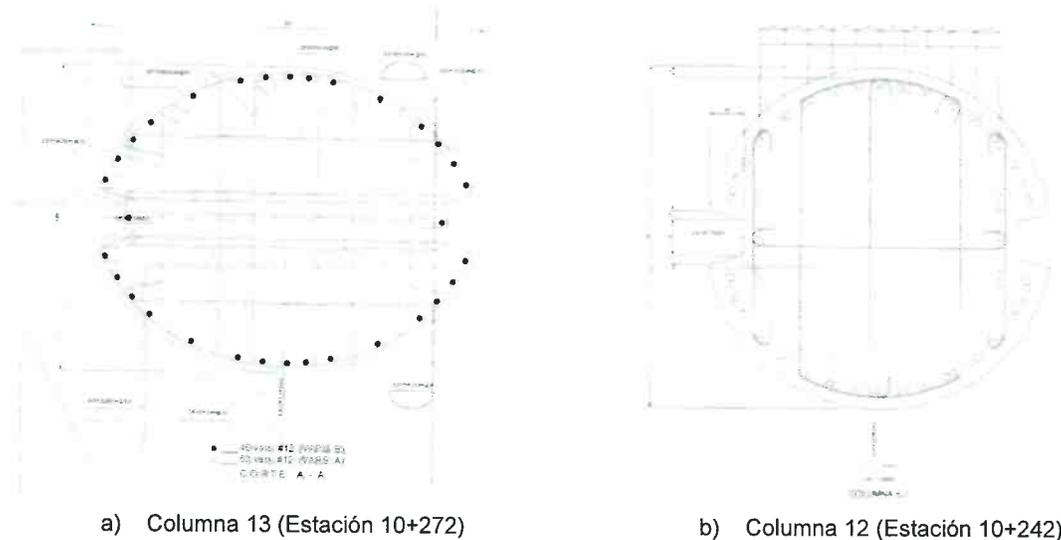


Figura 109. Vista de la elevación del tramo elevado.

A continuación, se incluye una descripción de los diferentes componentes estructurales del sistema.

4.2.1.1 Columnas de Concreto

Las columnas de concreto están soportadas por resortes lineales para simular la rigidez del suelo. Los modelos estructurales contemplan la geometría de las secciones transversales de conformidad con los planos as-built. En el lado oeste, el tramo elevado está soportado por una columna de forma oval como se muestra en la Figura 110a. En la porción este, el tramo elevado está soportado por una columna circular como se muestra en la Figura 110b.



a) Columna 13 (Estación 10+272)

b) Columna 12 (Estación 10+242)

Figura 110. Detalles de la ilustración que muestran las secciones transversales en la vista del plano de las Columnas 12 y 13.

4.2.1.2 Cabezales de Concreto

Los cabezales de concreto de cada sección del tramo elevado se encuentran conectados a las columnas de soporte. Los cabezales son postensados y están diseñados para soportar a las vigas principales en dirección vertical, y para

brindar soporte lateral a las plataformas del tramo elevado. Las vigas están soportadas por cojinetes de neopreno. Los cabezales soportan dos segmentos adyacentes del tramo elevado. Cada cabezal retiene a uno de los segmentos del tramo elevado en dirección longitudinal mientras que el adyacente es de movimiento libre. Puede observarse una vista del plano del cabezal (con los detalles del refuerzo del fondo) de la estación 10+242 en la Figura 111.

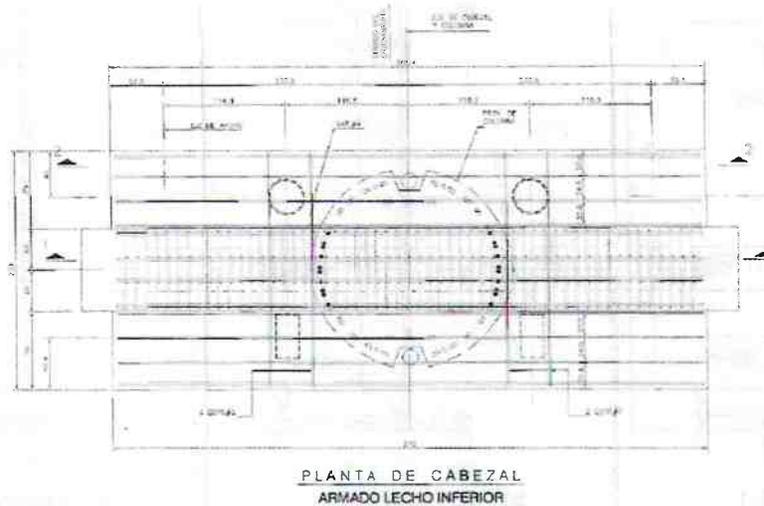
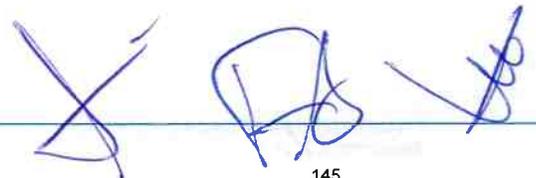


Figura 111. Detalle de ilustración que muestra la vista del plano del cabezal de concreto

4.2.1.3 Vigas de Acero

Las vigas de acero están hechas de acero al carbón Grado 50 ASTM A572 y están modeladas como componentes monolíticos con la información de diseño y la información transversal en los planos as-built. /32/ Cada una de las dos vigas es de 28.9 metros de largo y consiste en seis segmentos diferentes (subvigas) soldadas juntas. Los dos segmentos exteriores son de 4.45 metros de longitud, mientras que los cuatro segmentos restantes son de 5 metros de longitud. Cada subviga tiene su correspondiente sección transversal que se muestra en la Figura 112.

La Viga Sur está formada por el conjunto de subvigas T2 – T3 – T1 – T1 – T3 – T2, mientras que la Viga Norte está formada por el conjunto de subvigas T3 – T1 – T7 – T7 – T1 – T3. La Viga T-6, que se encuentra soportada en el cabezal oeste (Estación 10+272) y soldada a la Viga Norte a la mitad del tramo, está formada por un solo segmento; es decir, no hay subvigas.



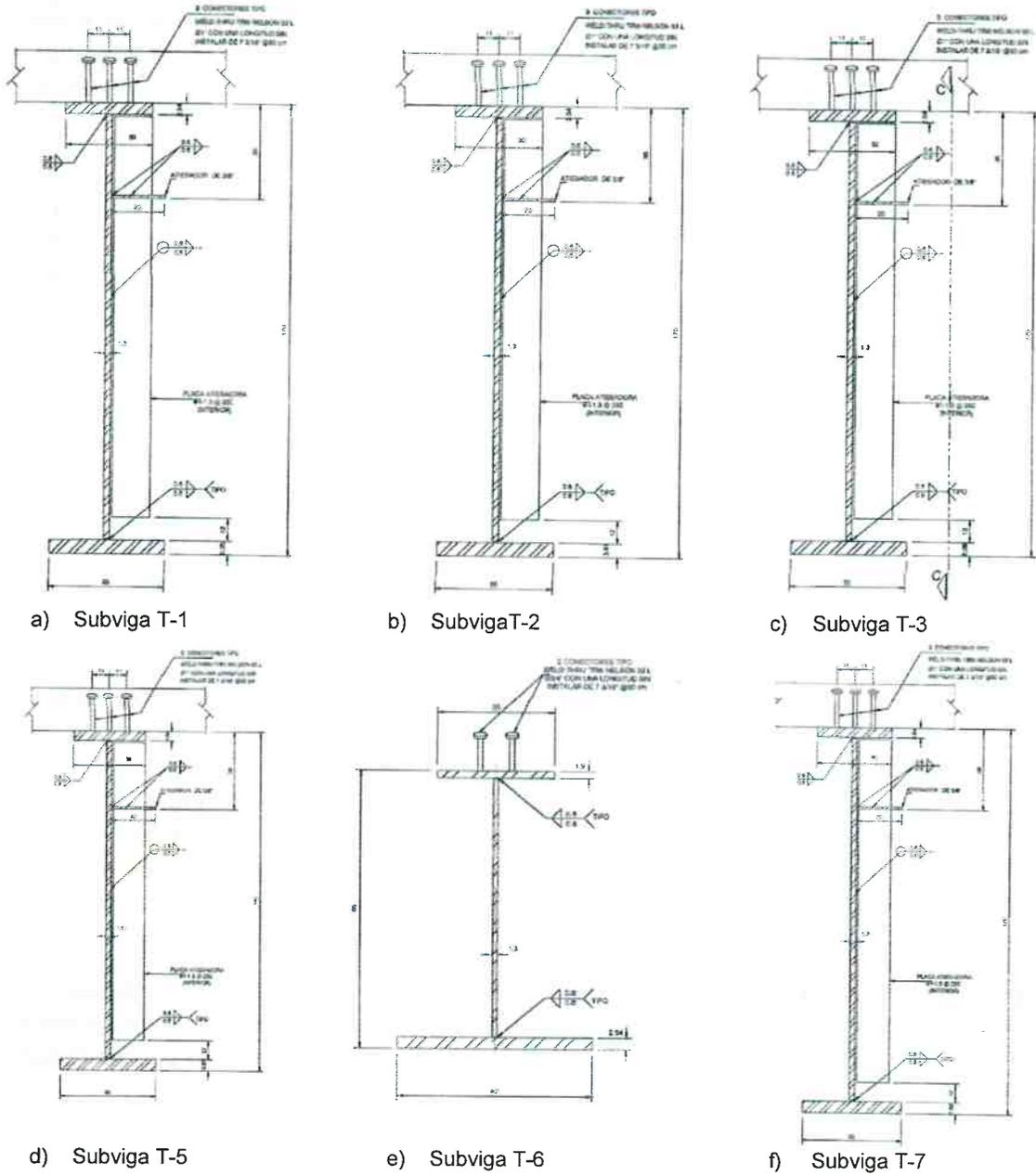
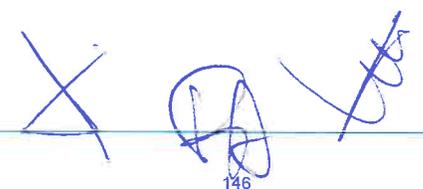


Figura 112. Detalles de ilustración que muestran las secciones transversales de las subvigas T-1, T-2, T-3, T-5, T-6, y T-7. Unidades en cm.



4.2.1.4 Marcos transversales intermedios

Los marcos transversales de acero usado para el apuntalamiento lateral de las vigas principales están hechos con perfiles angulares, cada uno elaborado con acero al carbono ASTM A36 con una sección transversal L3x3x3/8-pulgadas. Los dos perfiles angulares se unieron para formar miembros con una sección transversal en "T" y después se unieron para formar un marco transversal. El marco transversal se soldó después al reforzador vertical de 1.3 cm (0.5 pulgadas) de espesor. La Figura 113 es un extracto de un plano as-built que muestra el detalle del marco transversal. /32/ Consistente con las observaciones visuales del sitio del incidente, el detalle muestra los cordones superiores de los marcos transversales en contacto (y unidos) con el lado inferior de los patines superiores, mientras que los cordones inferiores están separados del patín inferior.

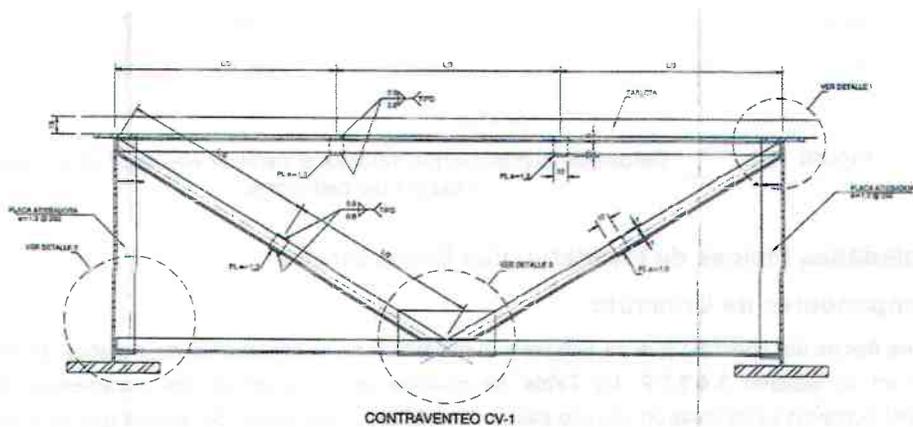
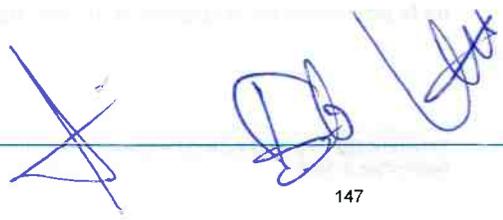


Figura 113. Ilustración que detalla el perfil de elevación de un marco transversal. /32/

4.2.1.5 Elemento Colector del Diafragma

Se usa un perfil rectangular hueco para recolectar las fuerzas horizontales y transferirlas a los cabezales a través de juntas de expansión. La elevación de dicho elemento se muestra en la Figura 114. Las ubicaciones de los diafragmas utilizados en la sección que colapsó se muestran en la Figura 4.



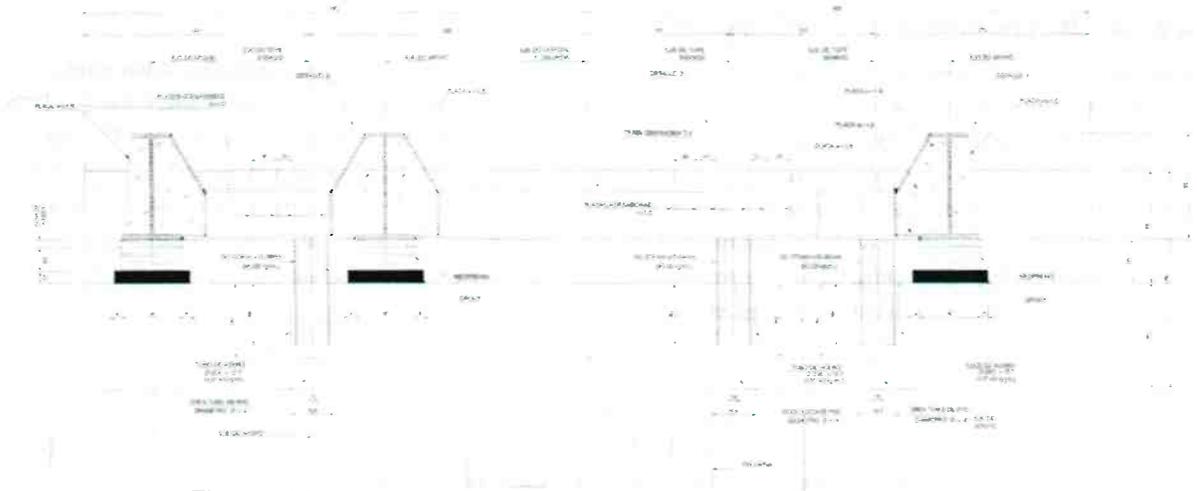


Figura 114. Detalle de ilustración que muestra el perfil de elevación de los elementos del colector del diafragma.

4.2.2 Propiedades Físicas de los Materiales Estructurales

4.2.2.1 Componentes de Concreto

Las propiedades físicas del concreto que se usó para el modelado se obtuvieron de las pruebas de laboratorio que se discutieron en la Sección 3.4.3.1.2. La Tabla 19 muestra un resumen de los parámetros utilizados. Los componentes del concreto se modelaron usando elementos sólidos cuadráticos. Se asume que el concreto tiene un material elástico lineal. Se probó que dicha suposición fuera adecuada a partir de análisis preliminares del puente. Para los propósitos de explicar el agrietamiento dentro del concreto, los valores de rigidez flexional de las columnas se redujeron en un 30%, como se requiere en la Tabla 6.6.3.1.1(a) de ACI 318.

Tabla19. Propiedades físicas utilizadas para el modelado del concreto

Propiedad física	Resultados Promedio							
	Componentes en del tramo este				Componentes del tramo oeste			
	Concreto colado en el sitio	Concreto precolado	Columna	Cabezal	Concreto colado en el sitio	Concreto precolado	Columna	Cabezal
Peso de la unidad* (kg/m ³)	2448	2417	2269	2502	2452	2528	2462	2543
Fc kg/cm ²	439	397	290	327	437	427	355	400
E kg/cm ²	279854	243627	171053	150879	269588	256797	207539	169453

*se añadieron 200 kg/cm³ a los valores medidos para que el concreto simple justificara el peso del reforzamiento.

4.2.2.2 Pernos

Los pernos se modelaron usando elementos rígidos de viga/columna. Para el análisis de los escenarios de colapso presentados en este reporte, se asumió que los pernos se comportaban como material elástico lineal. Para el cálculo de la proporción de utilización, se usó la capacidad nominal del perno de 175 kN (per AASHTO 6.10.10.4).

4.2.2.3 Elementos de Acero

Los miembros de acero fueron analizados usando planares (elementos de proyección). Los parámetros que caracterizan las propiedades físicas del acero (ASTM A572 Grade 50) que se usaron para el análisis se resumen a continuación

Densidad	7850 kg/m ³
Módulo de elasticidad	200 GPa
Resistencia nominal	345 MPa

4.2.3 Elementos geotécnicos

4.2.3.1 Resortes del Suelo

Con el fin de explicar apropiadamente la interacción suelo-cimiento-estructura durante el modelado estructural de la estructura del tramo elevado del Metro, es necesario incluir la idealización representativa del cimiento. El cimiento se incorpora normalmente en los modelos numéricos representando los cimientos como resortes equivalentes para todos los grados relevantes de libertad de movimiento. Para los modelos estructurales que se construyeron para esta evaluación, se modelaron resortes del suelo equivalentes con base en las propiedades del suelo que se indican en la Tabla 5 de las ubicaciones de los cimientos. Los resortes del suelo se generaron para analizar la respuesta axial, rotacional, traslacional y torsional, tanto para los cimientos poco profundos como para cimientos profundos que se encuentran en cada lado de la zona del incidente.

Los valores de los resortes del suelo se modelaron usando formulas analíticas para cimientos poco profundos y para cimientos profundos consistentes con la Tabla A.2 de las Normas Técnicas de 2004 /5/. Adicionalmente, para los cimientos profundos se construyó un modelo de grupo de pilotes, 3-D en el programa GROUP de Ensoft, Inc. para explicar apropiadamente los efectos de la acción del grupo de pilotes.

4.2.4 Casos y patrones de carga

4.2.4.1 Peso muerto

Para los propósitos de la estimación y validación del propio peso de la estructura e infraestructura de los rieles, DNV revisó los estimados de carga muerta de: 1) los reportes de cálculos de diseño estructural de la viga principal, 2) los reportes de cálculos de cada uno de los cimientos que soportaban la sección colapsada. DNV también realizó una evaluación independiente del peso muerto. La Tabla 20 resume los valores.

Tabla 20. Resumen de estimados de cargas muertas de diferentes fuentes (excluyendo cabezales y columnas)

Fuente	Peso total de un Puente de 30 m de largo	Ancho de las losas precoladas (m)	Peso por área de unidad de tramo elevado (para losas de 28.8 m de longitud)
Reporte de cimientos del pilote	666 toneladas	12.80	1.80 toneladas/m ²
Zapatillas aislada en roca	496 toneladas	8.60	2.00 toneladas/m ²
Reporte de cálculos de la viga sur	480 toneladas	8.60	1.94 toneladas/m ²
Cálculos independientes de DNV	568 toneladas	Ancho variable (área = 263.5 m ²)	2.16 toneladas/m ²

Las presiones distribuidas de las cuatro fuentes se encuentran dentro del +/- 10% de la media. Para los propósitos de las simulaciones presentadas en este reporte, DNV considera el estimado del reporte de cálculo de cimientos para zapatas aisladas en roca, o un peso total distribuido de 2.00 toneladas/m². Del peso total que se muestra en la Tabla 20, DNV obtiene el peso de los componentes no estructurales simplemente restando el peso de las vigas (32.5 toneladas) y de las losas (160 toneladas), con los valores mostrados en la tabla de cálculo de diseño con pesos muertos /40/. El peso total del componente no estructural es de 304 toneladas. Por lo tanto, el peso distribuido que se aplicará a un segmento de 30 m de largo es de 1.18 toneladas/m². Obsérvese que DNV considera el peso de los miembros estructurales asignando el peso de la unidad medida y el programa calculó los volúmenes de material.

4.2.4.2 Cargas vivas

DNV definió las cargas vivas como el vehículo en movimiento con posición de eje y cargas de conformidad con el documento de bases de diseño.

4.2.4.2.1 Definición de vehículo en movimiento

El vehículo se modeló como un conjunto de cargas puntuales con la siguiente distribución espacial:

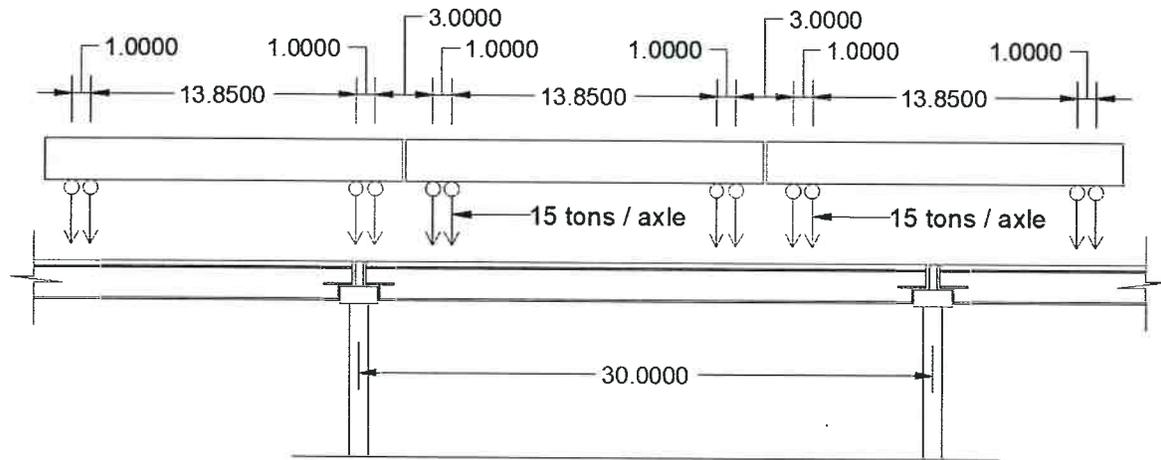


Figura 115. Distribución espacial de cargas del tren en movimiento

4.2.4.2.2 Trayectos móviles

El conjunto de cargas puntuales que representa el tren en movimiento se mueve a lo largo de trayectos que coinciden con la línea central de Viga Norte (Trayecto Norte) o la Viga Sur (Trayecto Sur). Los trayectos Norte y Sur correspondientes pueden observarse en la Figura 4, como las vigas respectivas en los lados norte y sur del tramo elevado.

4.2.4.2.3 Velocidad de la carga en movimiento

La velocidad de la carga en movimiento se obtiene del documento "PMDF-08-IEE.OP-612155-III-0156-00363-P-03: "Proyecto de marchas tipo tramo: San Lorenzo Tezonco – Olivos vía 2", puede derivarse:



Al obtener la PK (ubicación) aproximada de la locomotora fue posible estimar la velocidad operacional en el punto del incidente.

Incidente PK (aprox.) = 10+255

Longitud efectiva del tren antes del punto de colapso (aprox.) = 114.64 m (seis vagones, incluyendo la locomotora frontal)

La locomotora (cabeza del tren) se encuentra (aprox.) = 10+140 (justo a punto de entrar a la estación Olivos).

De la gráfica del perfil de velocidad se determina que la velocidad (aprox.) es = 50 km/h. or 13.8 m/s.

4.2.4.2.4 Impacto y efectos dinámicos de los trenes en movimiento

DNV corrió un análisis transitorio para estudiar el efecto de la carga en movimiento sobre la estructura. A esta velocidad, DNV determinó que la amplificación dinámica es insignificante. Sin embargo, DNV considera un incremento en las magnitudes de carga viva para la dinámica del impacto y del tren con base en los requerimientos de AASHTO.

4.2.4.3 Carga Sísmica

4.2.4.3.1 Historial de Momentos de Terremoto de eventos recientes

La evaluación estructural realizada por DNV incluye una evaluación del impacto potencial al tramo elevado del Metro que tuvo el terremoto Puebla-Morelos de 2017 que parece haber resultado en el movimiento de suelo más fuerte en el sitio desde su construcción. Se encuentran disponibles los registros de movimientos telúricos de varios terremotos desde 2012 de cuatro estaciones de registro sísmológico dentro de los 15 km del sitio, y DNV eligió los registros del terremoto Puebla-Morelos de 2017 para la evaluación del tramo elevado del Metro. La información sísmológica se resume en la Tabla 21:

Tabla 21. Resumen de la Estación de Registro Sísmológico

Nombre de la Estación	CCCL	CUP5	SCT2	TACY
Latitud	19.44986	19.33024	19.39469	19.40450
Longitud	-99.13792	-99.18108	-99.14868	-99.19524
Tipo de Instrumento	Suelo	Basalto	Arcilla	Piso duro
Distancia del sitio del incidente (km)	14	11	11	15

Los registros de movimientos telúricos obtenidos de cada estación consistieron en historiales de tiempos de aceleración en 2 direcciones, horizontal y ortogonal, así como un componente vertical. Los datos utilizados en esta evaluación fueron proporcionados por la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, México (RAII-UNAM), como resultado del trabajo de instrumentación y procesamiento del Grupo de Instrumentación Sísmica. La distribución se realizó a través de su sistema de base de datos:

<http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/> (consultado por última vez el 2 de agosto de 2021)

Para la validación sobre si los movimientos telúricos registrados son razonablemente representativos de los movimientos telúricos que se habrían experimentado en el sitio del incidente durante el terremoto Puebla-Morelos de 2017, DNV utilizó modelos empíricos de movimientos sísmicos para compararlos con los registros. DNV utilizó los modelos de movimientos fuertes de corteza activa del NGA-West2 /30/ con las siguientes características para el evento Puebla-Morelos:

- Magnitud del Momento: 7.1
- Distancia de la Fuente al Sitio: 97 km
- Profundidad Focal: 50 km
- Velocidad de Onda de Cizalla: 365 m/s (Basada en el periodo del sitio)

Un resumen del espectro de respuesta de aceleración amortiguada al 5% de los componentes horizontales de los registros de movimientos fuertes, el espectro estimado de los modelos de movimientos sísmicos medianos, y el espectro de diseño elástico conforme a /5/ se presenta en la Figura 117:

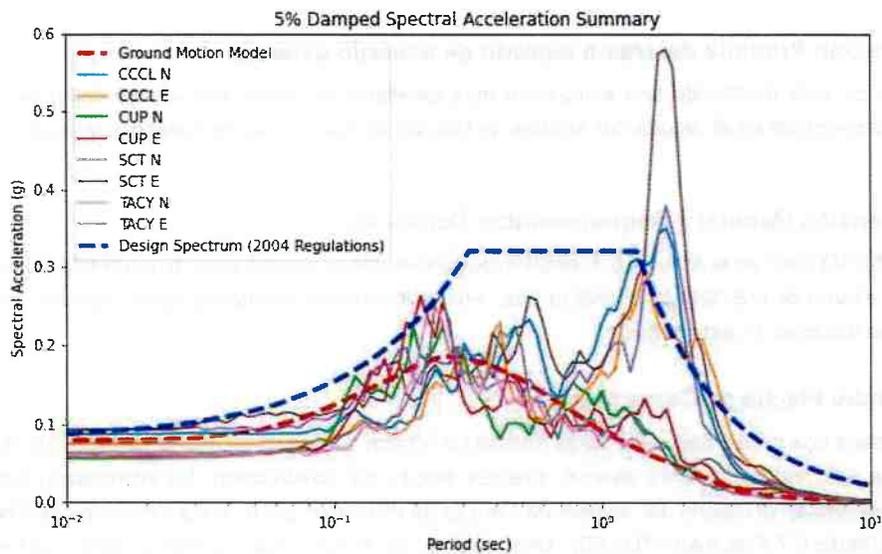


Figura 117. Comparación de los Movimientos Registrados contra el Modelo de Movimientos Sísmicos y el Espectro de Diseño.

Como se muestra en la Figura 117, el espectro derivado de los modelos de movimientos sísmicos es razonablemente consistente con el espectro de los movimientos registrados y por lo tanto se considera razonable usar el historial de tiempos registrados en los modelos estructurales desarrollados para la investigación del incidente del Metro. A partir de la comparación de los espectros, es claro que los movimientos sísmicos del terremoto Puebla-Morelos de 2017 se encontraron por debajo del espectro del diseño para la mayoría de los periodos. Se observa que los registros de las estaciones de movimientos telúricos sin base rocosa incluyeron amplificaciones en los periodos por encima de 1 segundo que son típicos para sitios con depósitos de suelo blando.

4.3 Modelo Estructural

DNV desarrolló modelos por computadora de puente para evaluar el comportamiento estructural contra los casos y escenarios de carga requeridos por los códigos y estándares de la industria, así como las condiciones más probables que llevaron al colapso. En este reporte, DNV presenta los resultados de las simulaciones del terremoto y una demostración numérica de la causa inmediata del colapso. Para este propósito, DNV usó el paquete SAP2000 de Elementos Finitos. Para un análisis de causa de raíz más detallado, DNV simula el colapso usando el paquete ANSYS de Elementos Finitos.

4.3.1 Evaluación Primaria del tramo elevado de acuerdo a diseño

Adicionalmente, se está realizando una evaluación más detallada del tramo elevado tal como se diseñó, usando ANSYS y será presentada en el reporte del Análisis de Causas de Raíz. Algunos hallazgos iniciales se presentan en este reporte.

4.3.1.1 Dimensión General y Requerimientos Detallados

Conforme a AASHTO 2007 en el Artículo 6.7, existen requerimientos generales para dimensiones y detalles que deben cumplirse en el diseño de puentes. DNV realizó una verificación independiente del tramo elevado como se diseñó y los resultados se resumen en esta sección.

4.3.1.1.1 Contra Flecha de Carga Muerta

El diseño especifica una contra flecha de carga muerta de 50 mm. DNV estimó que la deflexión de la carga muerta de 75 mm. Para este estimado, DNV asumió diversas etapas de construcción. La información detallada de este proceso se presentará en el reporte del Análisis de Causas de Raíz. Con base en los estimados de DNV, el diseño no cumple con el Artículo 6.7.2 de AASHTO 2007. DNV no pudo confirmar si los segmentos de la viga fueron fabricados para producir la contra flecha especificada.

4.3.1.1.2 Elementos de Acero – Propiedades de la sección transversal

El espesor de los elementos de acero excede el requerimiento mínimo de 8.0 mm, conforme a AASHTO 2007 6.7.3.

4.3.1.1.3 Marcos Transversales

El diseño del tramo elevado especifica un marco transversal espaciado cada 5.0 m a lo largo de la longitud de las vigas principales. Por lo tanto, DNV verificó que la longitud no apuntalada de la viga principal se encontraba dentro de los límites conforme a AASHTO 6.7.4.2-1. Sin embargo, AASHTO requiere que los cordones superior e inferior de los marcos transversales se conecten directamente con los patines de la viga o a placas de conexión que estén selladas o atornilladas a los patines. DNV determinó que el diseño de las placas de conexión no satisface los requerimientos del Artículo 6.6.1.3.1.

4.3.1.2 Consideraciones de estado límite

DNV verificó que las vigas principales cumplieran con los criterios para ser clasificadas como sección compacta conforme a AASHTO 6.10.6.2.2. También, la profundidad de la tensión por compresión en condición de tensión plástica es menor al 10% de la profundidad total de las vigas compuestas, por lo tanto, de conformidad con AASHTO 6.10.7.1.2-1, 98% del momento plástico total para estimar la capacidad de la sección compuesta.

4.3.2 Respuesta Estructural al Terremoto Puebla-Morelos de 2017

DNV realizó un análisis estructural del tramo elevado con base en su peso muerto y en los movimientos registrados que se discutieron en la Sección 4.2.4.3. DNV observó que la utilización del componente en el tramo elevado era baja, por lo tanto, se consideró suficiente un análisis histórico lineal del momento elástico del tramo elevado. DNV monitoreó la proporción de utilización de los componentes principales para verificar las condiciones de resistencia, y el historial de tensión de cualquier potencial contribución a la degradación.

La Figura 118 y la Figura 119 contienen ploteos que muestran las amplitudes de tensión resultantes como una función del tiempo en las vigas y en el marco transversal (cordón), así como las fuerzas de corte asociadas con los pernos al aplicar el movimiento del suelo registrado. La Figura 118 contiene los resultados al aplicar los datos recolectados de las Estaciones CCL1709N y CUP51709N. La Figura 119 contiene los resultados al aplicar los datos recolectados en las Estaciones SCT21709N y TACY1709N.

Para los ploteos asociados con los pernos, las siglas SWW se refieren a un perno que se localiza en la porción oeste del cuadrante suroeste del tramo elevado, SWC se refieren a un perno en la porción central del cuadrante suroeste, SWE se refieren a la porción este del cuadrante suroeste, y S se refiere a la derecha del perno a medio tramo en la viga sur. Para todos los componentes, el movimiento del suelo desde la Estación CCL1709N produjo la demanda más alta.

Para comprender mejor el impacto potencial de los terremotos sobre el daño a los pernos, DNV procesó la señal de demanda de los pernos al suroeste para producir un perfil para el rango de tensión vs. el conteo del ciclo después del bien conocido algoritmo de conteo de flujo de lluvia (ASTM E1049-85). La Figura 120 es un ploteo que muestra los resultados de la aplicación del conteo de flujo de lluvia. La Figura 120 indica que la mayoría de los ciclos tienen un rango de fuerza de corte que es menor a 20 kN con sólo algunas cuantas excepciones de menos 50 ciclos que son mayores a 20 kN.

Más aún, DNV comparó el impacto de la demanda del terremoto sobre los componentes con el causado por la operación normal de la línea. Como referencia, las fuerzas e historial de tensión del mismo componente causado por el tren en movimiento se muestran en la Figura 121.



DNV estimó que el número de trenes que habían pasado a través de la sección colapsada estaba alrededor de los 720,000 por vía. Más detalles sobre el análisis del vehículo en movimiento y sobre el historial de operación serán proporcionados en el reporte del Análisis de Causas de Raíz. DNV concluyó que las cargas operacionales son mucho más severas que las cargas del terremoto ambas en términos del número de ciclos y de la amplitud, sugiriendo que es muy poco probable que el terremoto tuviera un impacto o una contribución en el colapso.

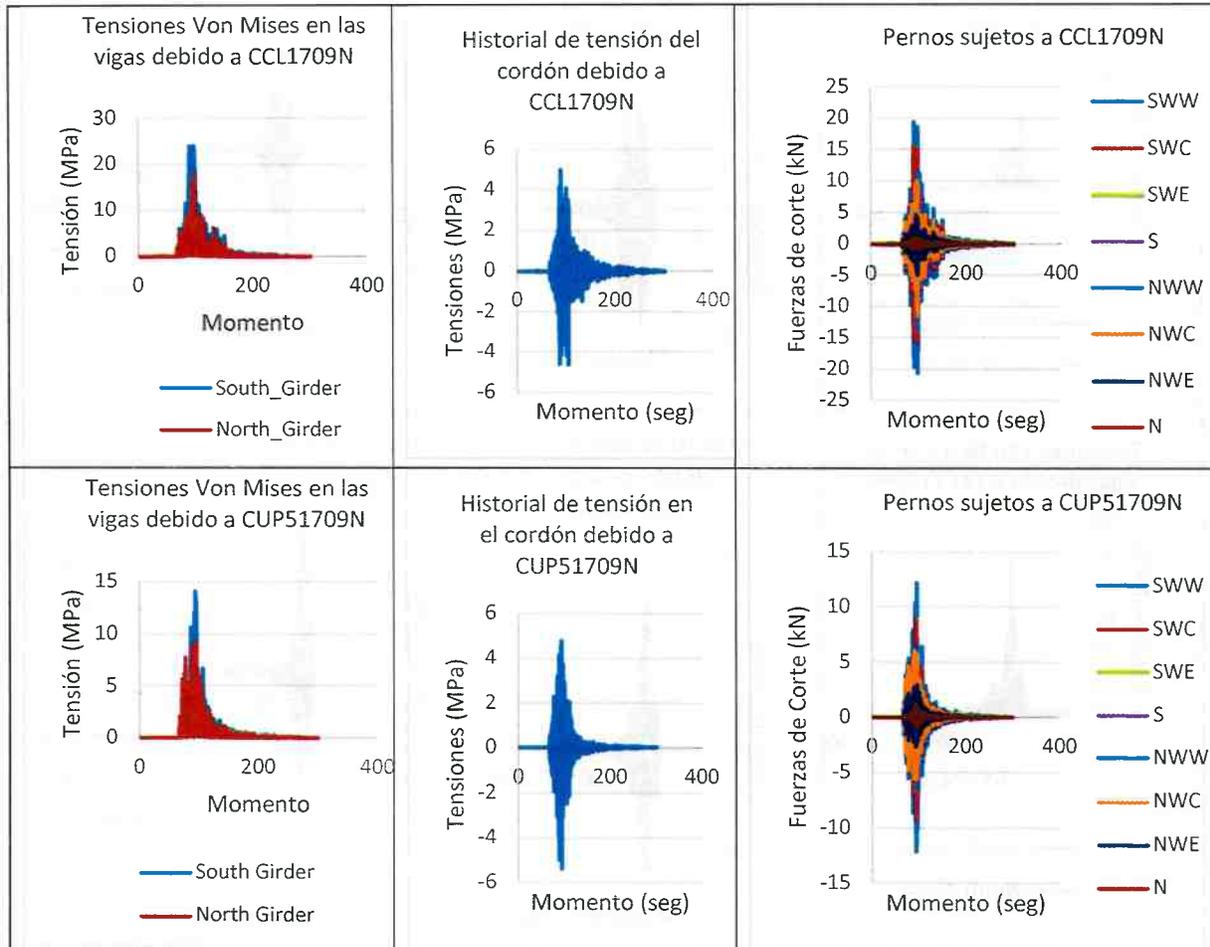
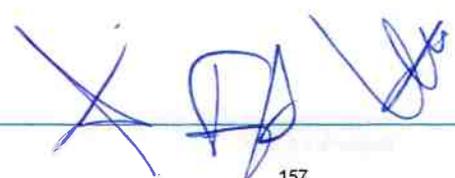


Figura 118. Historial de Fuerza y tensión sobre vigas, pernos y elementos del marco transversal al aplicar los datos recolectados de las Estaciones CCL1709N y CUP51709N.



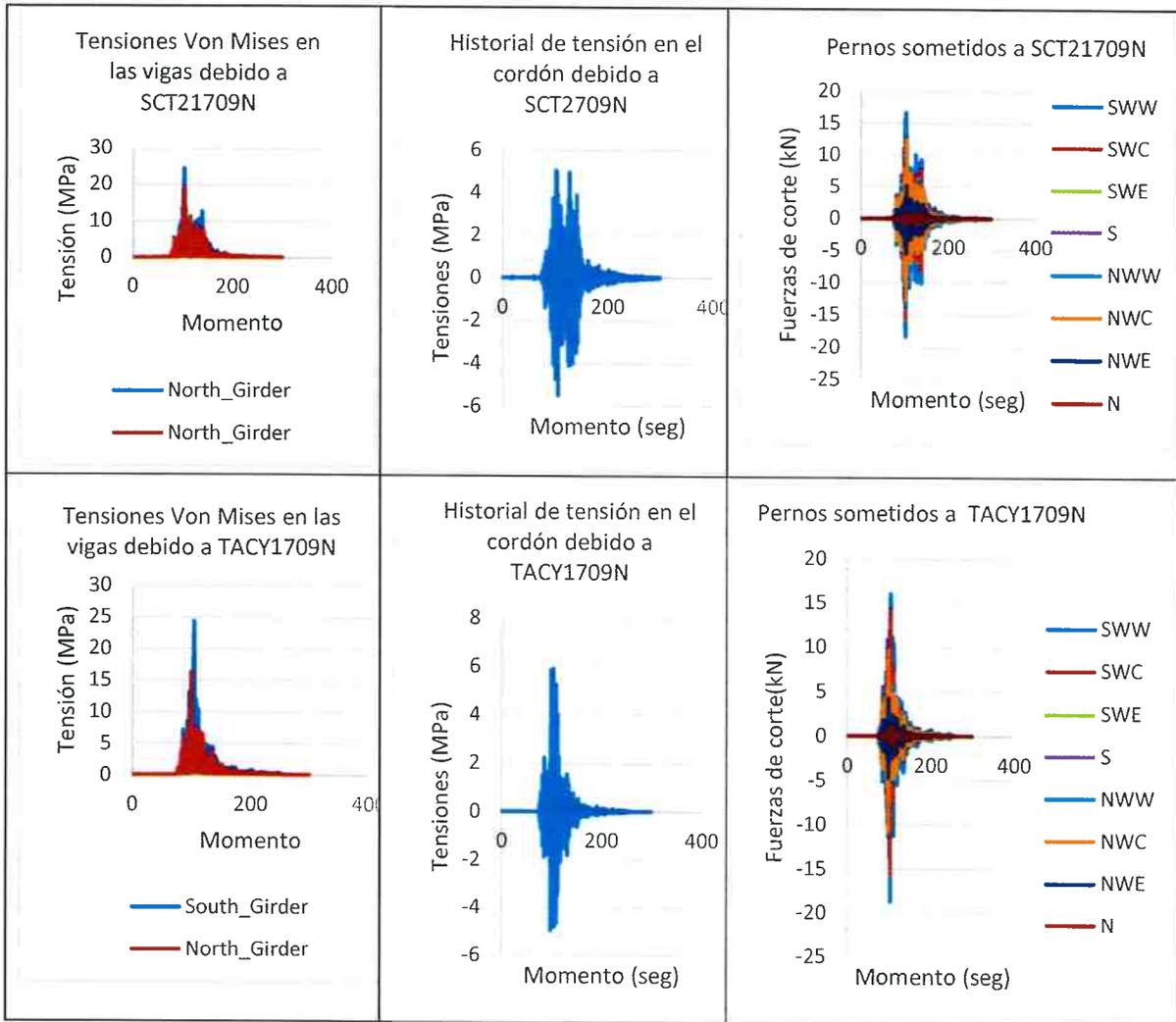


Figura 119. Historial de fuerza y tensión sobre las vigas, pernos y elementos del marco transversal al aplicar los datos recolectados de las Estaciones SCT21709N y TACY1709N.



Ciclo Vs rango de esfuerzos para los pernos de la sección Sur Oeste sujetos al CCCL1709N

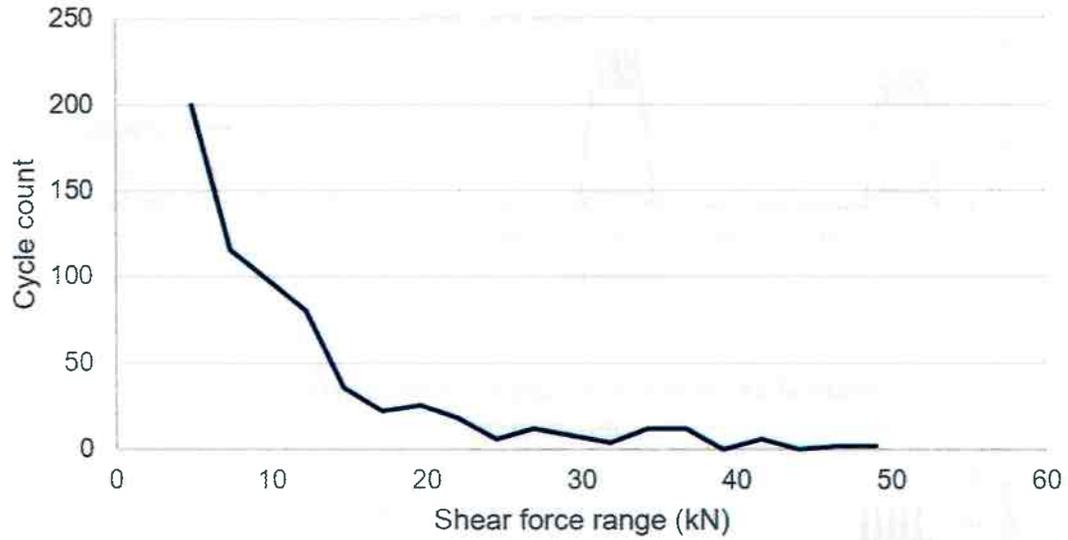


Figura 120. Rango de resultados del conteo de flujo que muestran las fuerzas de corte en los pernos ubicados en el cuadrante suroeste sujeto al movimiento de suelo CCL1709N.

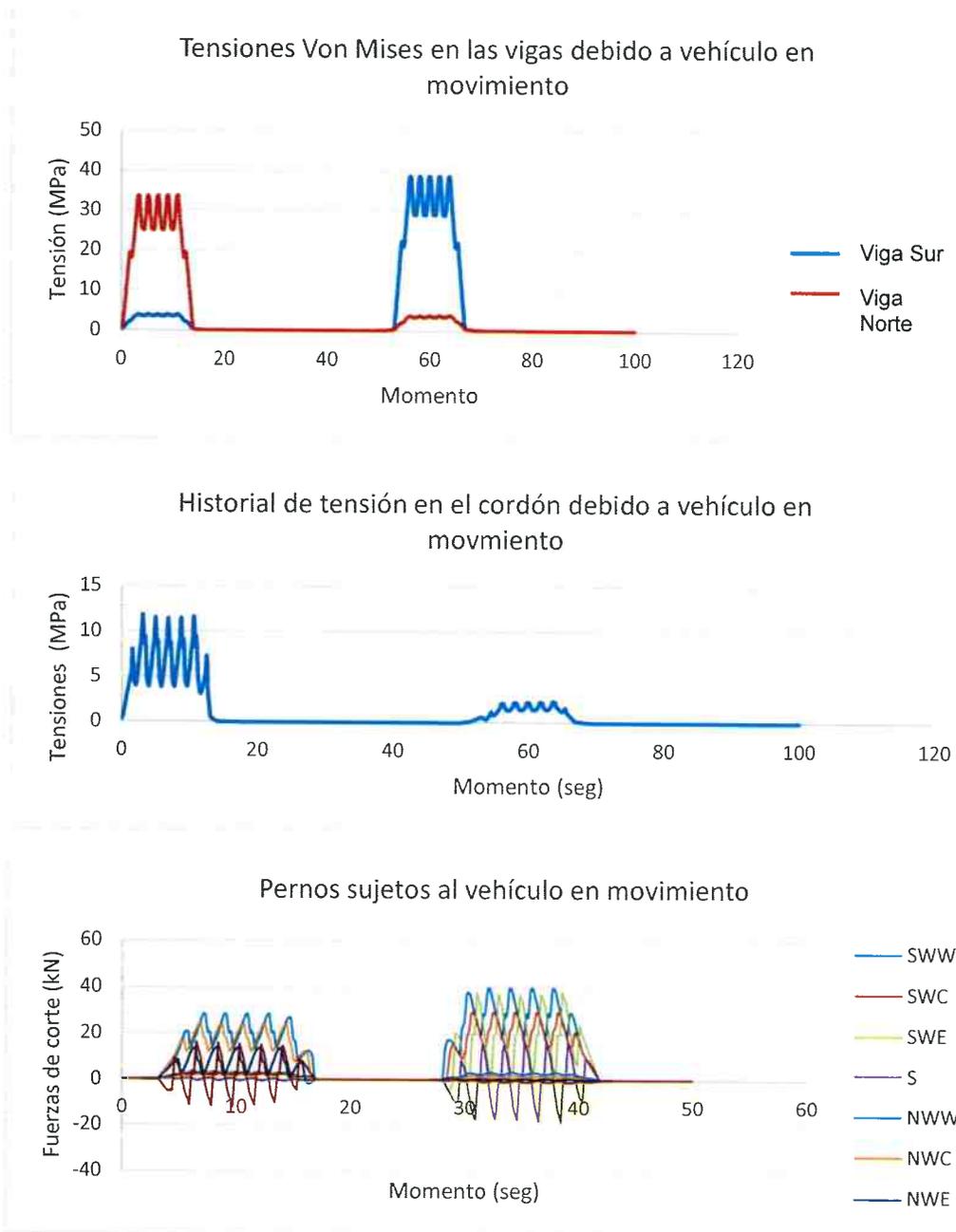
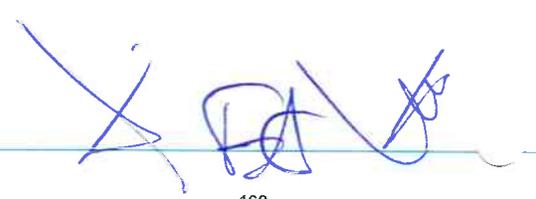


Figura 121. Historiales de fuerzas y tensiones debidas al paso de un tren de 6 vagones en movimiento.



4.3.3 Análisis de Tensión del tramo elevado Sujeto a la Operación Normal (Escenario 1)

Los resultados del análisis de la porción colapsada del tramo elevado sujeto a condiciones normales de servicio se muestran en esta sección del reporte. El modelo considera la ubicación observada y la cantidad de pernos de conformidad con la Figura 36 (es decir, condición como se construyó). Las suposiciones en términos de propiedades del material se encuentran en conformidad con la Sección 4.2.2. El análisis consiste en la aplicación del total del peso muerto estimado, el peso del tren completo ubicado en la vía sur, en la posición en la que causa mayor tensión en el tramo medio, un impacto del tren y el factor dinámico de tolerancia de 1.33 conforme a AASHTO y una fuerza de rotura del tren de conformidad con una aceleración de -2.1 m/s^2 , con base en el documento de diseño. La tabla que se muestra a continuación resume el factor de utilización sin considerar factor de seguridad. La Figura 122 y la Figura 123 son los resultados en el modelo de contorno que muestran el desplazamiento vertical descendente bajo la carga muerta y las condiciones de servicio, respectivamente. El desplazamiento máximo de las vigas bajo las condiciones de carga muerta es de aproximadamente 65 mm y se encuentra ubicada en el medio del tramo. Bajo condiciones de servicio, el desplazamiento máximo de las vigas aumenta a aproximadamente 90 mm y se localiza en el medio del tramo de la Viga Sur. La tabla que se muestra a continuación (Table 22) resume los factores de utilización (proporción de demanda vs. capacidad) para los elementos críticos de acero bajo condiciones normales de servicio sin considerar factor de seguridad. Los resultados indican que no hay fallas estructurales bajo estas condiciones.

Tabla 22. Factores de utilización para los elementos estructurales críticos bajo condiciones normales de servicio.

Elemento Estructural	Factor de Utilización (Proporción demanda vs. capacidad)
Viga Sur	0.40
Viga Norte	0.30
Perno crítico en Viga sur	0.40
Perno crítico en Viga Norte	0.30
Componente crítico del marco transversal	0.025

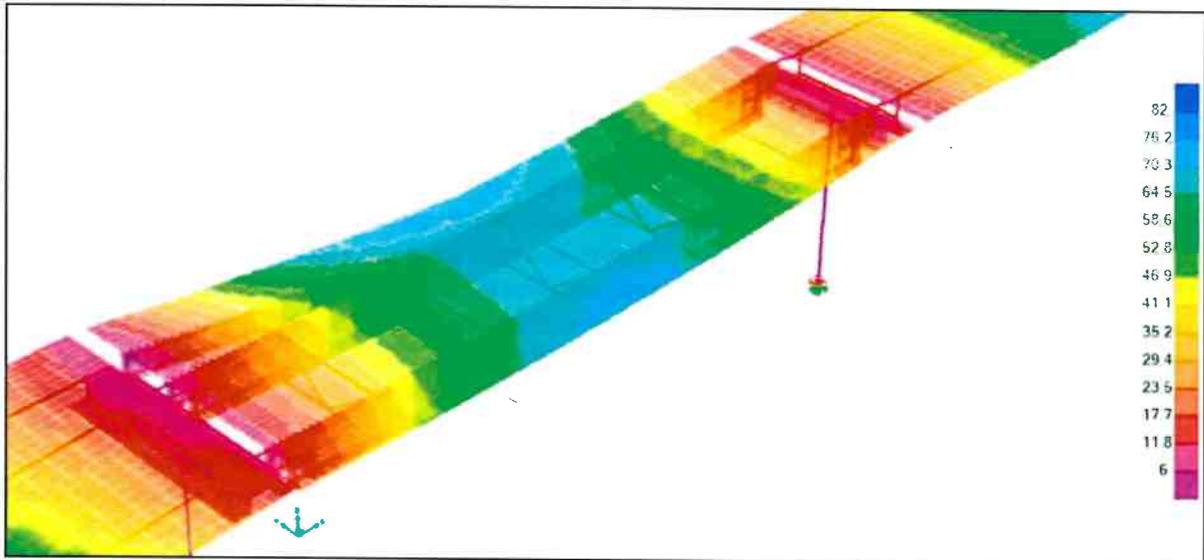


Figura 122. Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo carga muerta(valores en mm).

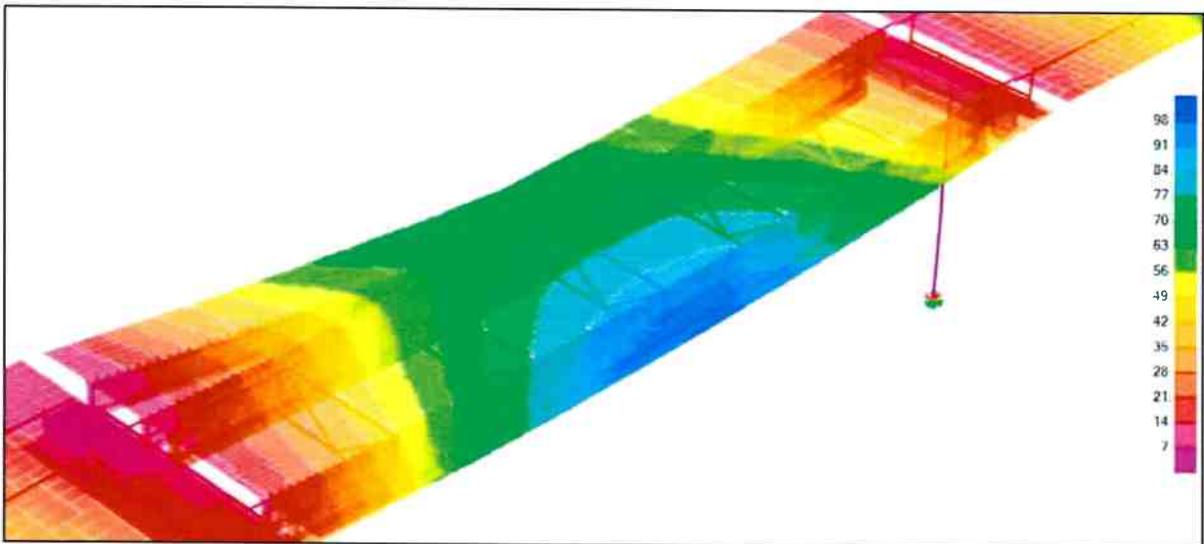


Figura 123. Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio (valores en mm).

4.3.4 Análisis de Tensión del tramo elevado con todos los Pernos Fallidos (Escenario 2)

DNV realizó un análisis de tensión en un escenario en el que todos los pernos fallaron, para evaluar la importancia de la acción compuesta. La Figura 124 y la Figura 125 son los resultados del modelo de contorno que muestran el desplazamiento vertical descendente bajo carga muerta y condiciones de servicio, respectivamente, cuando todos los pernos son removidos del modelo (o se asume que fallaron). El desplazamiento máximo de las vigas bajo condiciones de carga muerta es de aproximadamente 125 mm y se localiza en el tramo medio. Bajo condiciones de servicio, el desplazamiento máximo de las vigas aumenta a aproximadamente 170 mm y se localiza en el tramo medio de la Viga Sur. La siguiente tabla (Tabla 23) resume los factores de utilización (proporción de demanda vs. capacidad) de los elementos estructurales críticos de acero bajo condiciones normales de servicio sin considerar factor de seguridad. Los resultados indican que la demanda excede la capacidad de los patines superiores tanto en la Viga Norte como en la Viga Sur bajo condiciones normales de servicio. Por lo tanto, es necesaria la acción compuesta (y en su momento la integridad de los pernos) para prevenir fallas estructurales bajo estas condiciones.

Tabla 23. Factores de utilización para elementos estructurales críticos de acero bajo condiciones normales de servicio con el 100% de los pernos fallidos.

Elemento Estructural	Factor de Utilización (proporción de demanda vs capacidad)
Viga Sur (patín superior)	1.25
Viga Sur (patín inferior)	0.52
Viga Norte (patín superior)	1.17
Viga Norte (patín inferior)	0.41
Componente crítico del marco transversal	0.20

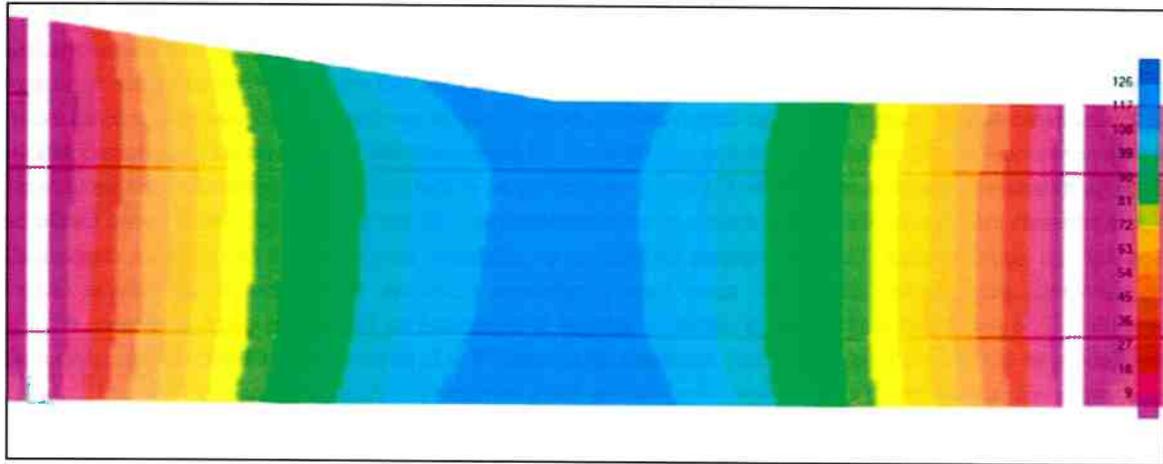


Figura 124. Contorno deformado (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga muerta con el 100% de pernos fallidos (valores en mm).

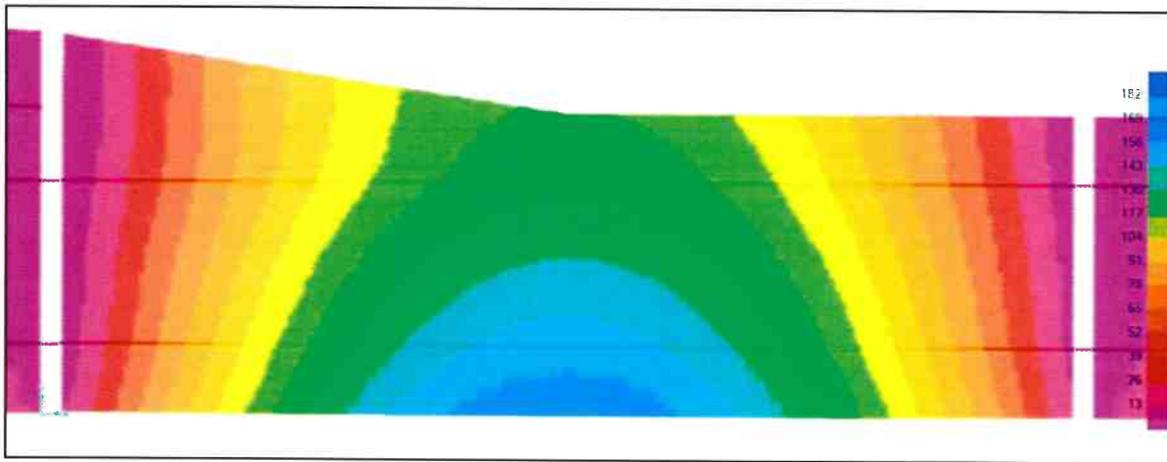


Figura 125. Contorno deformado (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio con el 100% de los pernos fallidos (valores en mm).

4.3.5 Análisis de Tensión del tramo elevado con 10 Metros de Pernos Fallidos (Escenario 3)

DNV realizó un análisis de una escenario en el que fallaron algunos, pero no todos los pernos. Este se encuentra más en línea con las observaciones en campo que indican que muchos de los pernos en la Sección Este, la más cercana al soporte de la columna, seguían intactos. Algunos de ellos se utilizaron para ensayos destructivos. Para los propósitos de este análisis, se retiraron 10 metros de pernos (33.3%), centrados en el tramo medio, que corresponde a 5 metros en cualquier dirección del tramo medio.

La Figura 126 y la Figura 127 son los resultados del modelo de contorno que muestran el desplazamiento vertical descendente bajo carga muerta y condiciones de servicio, respectivamente, cuando 33% de los pernos se retiran del modelo (o se asume que fallaron). El desplazamiento máximo de las vigas bajo condiciones de carga muerta es de aproximadamente 70 mm y se localiza en el tramo medio. Bajo condiciones de servicio, el desplazamiento máximo de las vigas aumenta a aproximadamente 90 mm y se localiza en el tramo medio de la Viga Sur. La tabla que se muestra a continuación (Figura 24) resume los factores de utilización (proporción de demanda vs. capacidad) para los elementos críticos de la estructura de acero bajo condiciones normales de servicio sin considerar factor de seguridad. Los resultados son similares a los del análisis con el 100% de los pernos; sin embargo, las fuerzas en los pernos más críticos son más altas. Bajo estas condiciones, no hay fallas estructurales.

Tabla 24. Factores de utilización para condiciones normales de servicio en un puente con 33% de pernos fallidos.

Elemento Estructural	Factor de Utilización (proporción demanda vs. capacidad)
Viga Sur	0.40
Viga Norte	0.30
Perno crítico en Viga sur	0.62
Perno crítico en Viga Norte	0.43
Componente crítico del marco transversal	0.025

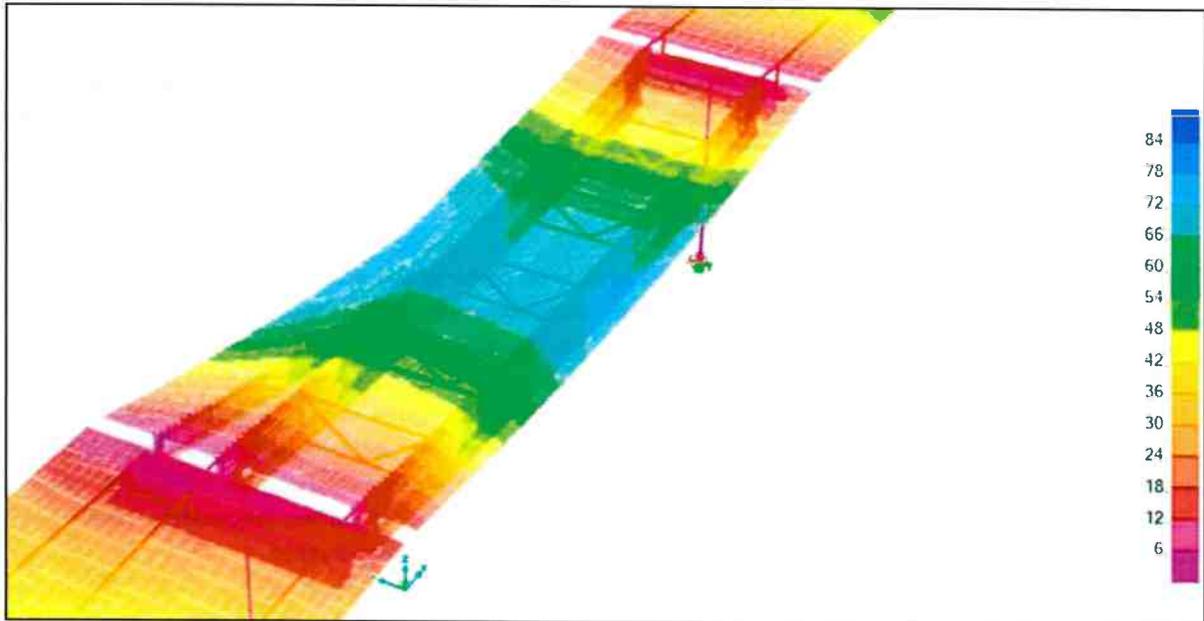


Figura 126. Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo carga muerta(valores en mm).

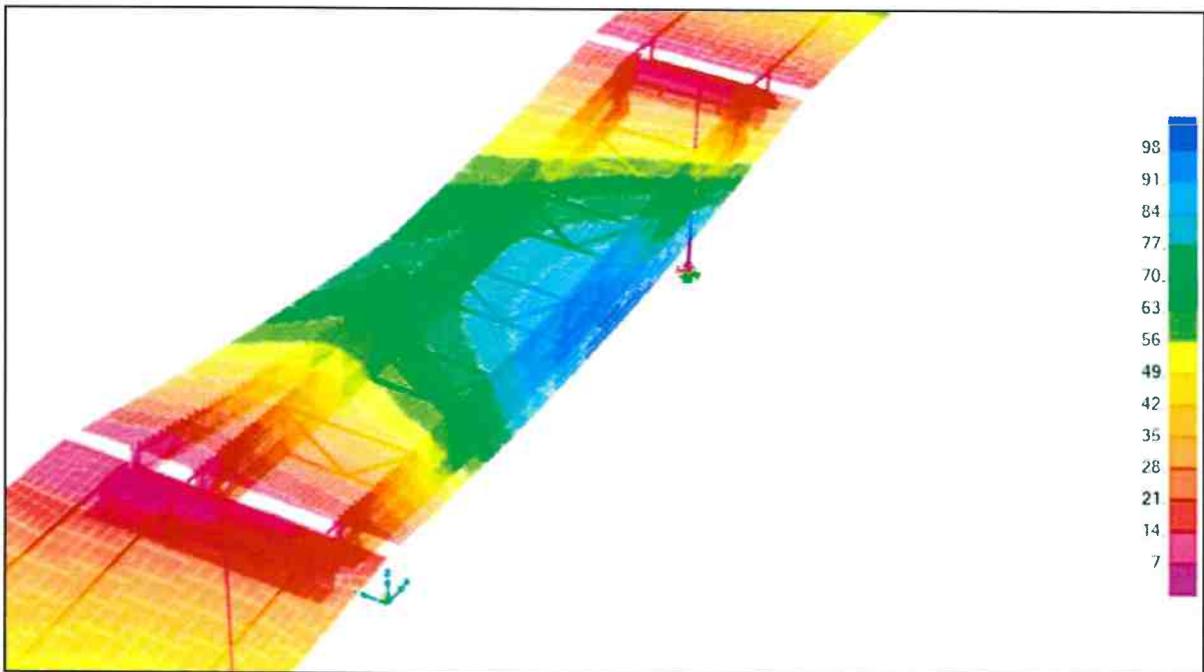


Figura 127. Forma deformada (desplazamiento vertical descendente) del tramo elevado bajo condiciones de carga de servicio (valores en mm).

4.3.6 Análisis de Estabilidad del tramo elevado

DNV realizó un análisis de pandeo lineal global del tramo elevado para los escenarios analizados en la Sección 4.3.3 (Escenario 1), 4.3.4 (Escenario 2) y 4.3.5 (Escenario 3). El análisis usó la condición de carga del servicio como la referencia para evaluar potenciales modos de pandeo. Esta carga de referencia es utilizada por el programa para construir la rigidez geométrica, y para encontrar el multiplicador de carga que es necesario para obtener valores eigen de cero en la matriz de rigidez¹¹. Los vectores eigen asociados corresponden a diferentes modos de pandeo. Se presentan los primeros tres modos de pandeo, aquellos con el menor factor de carga de pandeo (BLF por sus siglas en inglés) para cada escenario. Los factores de carga de deformación menores a 1 indican que la carga de referencia excede la capacidad de pandeo de la estructura. La Figura 128, Figura 129, y Figura 130 contienen modelos que muestran los resultados del Escenario 1, Escenario, 2, y el Escenario 3, respectivamente.

Para el Escenario 1, donde todos los pernos están intactos, los valores BLF menores son de 1.325 y corresponden a la deformación lateral de la Viga T-6. Un BLF mayor a uno indica que no se espera que la estructura se deforme.

Para el Escenario 2, en donde todos los pernos fallan, los tres BLFs inferiores son todos de menos de 1, y se encuentran en un rango de 0.108 a 0.451. Los tres modos de pandeo incluyen: pandeo lateral de las vigas principales, pandeo torsional lateral de las vigas principales, y pandeo lateral de la Viga T-6. Aunque el análisis verifica que una pérdida total de los pernos resultaría en un colapso, la evidencia del sitio del incidente no se alinea con una pérdida total de los pernos. Se estima que por lo menos 25% de los pernos seguían intactos antes del colapso, como se hace evidente por aquellos aún intactos en la Sección Este. Puede haber habido más intactos en la Sección Oeste antes del colapso pero fallaron como resultado del impacto. Deberá observarse que este análisis no toma en cuenta la fricción ni la unión entre el concreto y las vigas, lo que podría proporcionar algo de restricción a las vigas en ausencia de la contribución de los pernos. Sin embargo, es la opinión de DNV que la vibración inducida por la operación normal habría desgastado la limitada área de contacto entre el concreto y las vigas, reduciendo así la capacidad de fricción.

Para el Escenario 3, en donde 10 metros de pernos fueron removidos del tramo medio, resultaron dos modos de modelo de pandeo desde el tramo medio, dos modos de deformación resultaron en BLFs muy cercanos a uno; el pandeo lateral de las vigas principales (0.96) y el pandeo torsional lateral de la Viga Sur (1.09). Estos resultados indican que la inestabilidad y pandeo de las vigas principales puede ocurrir cuando un subconjunto de pernos está comprometido.

¹¹ Un valor eigen de cero en la matriz de rigidez significa que existe un desplazamiento no cero que produce cero incremento en la fuerza. Este vector de desplazamiento se interpreta como el modo de deformación.

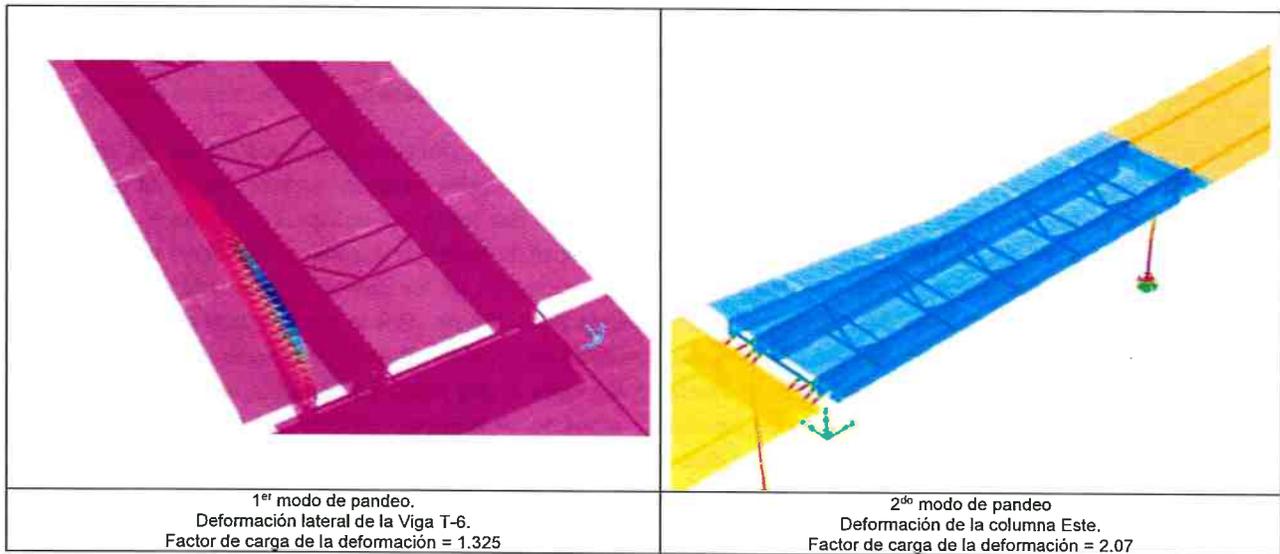
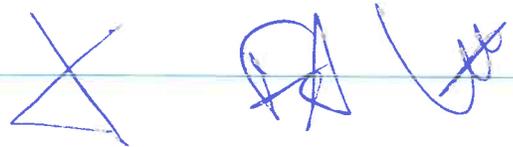


Figura 128. Resultados del análisis de inestabilidad para el Escenario 1 – Todos los pernos intactos.



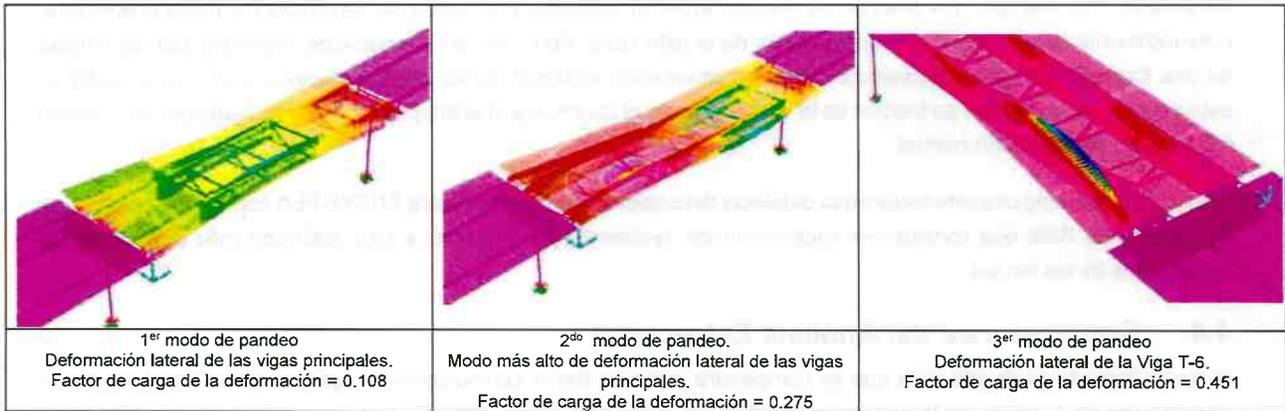


Figura 129. Resultados del análisis de inestabilidad para Escenario 2 – Todos los pernos fallidos.



Figura 130. Resultados del análisis de inestabilidad para Escenario 3 – 33% de Pernos fallidos.

4.3.6.1 Limitaciones del Análisis de Estabilidad Presentado

Se sabe que el análisis de pandeo lineal produce estimados conservadores de la carga de deformación (es decir, una carga de deformación más alta que la observada en condiciones realistas). En otras palabras, la estructura se deformará con cargas menores a los resultados identificados en la sección anterior. El conservadurismo viene de la suposición de una geometría perfecta, la no consideración de tensiones residuales debidas a la fabricación se asume que los materiales son homogéneos, y a que el análisis no considera el límite elástico de los miembros. El estimado conservador de la carga de deformación refuerza las conclusiones a las que se llegó en este reporte.

Por otro lado, el modelo presentado puede no considerar la condición precisa de los límites del componente deformado. Por ejemplo, las fuerzas de fricción entre el concreto y el acero se estabilizan y pueden aumentar potencialmente la resistencia a la deformación de la estructura. Más aún, el concreto está soportado por los patines de una forma que muestra resistencia contra la deformación torsional de las vigas principales. Como se discutió en esta sección, la capacidad de fricción de la interfase entre el concreto y el acero puede verse afectada por la vibración inducida por la operación normal.

DNV está realizando una simulación más detallada del colapso usando el software ANSYS FEA como parte del Análisis de Causas de Raíz que considerará imperfecciones, resistencia del material, y una definición más precisa de las condiciones de los límites.

4.4 Conclusiones del Análisis Estructural

El tramo elevado se diseñó para que se comportara como un tramo compuesto con vigas de acero longitudinales y una cubierta de concreto en la parte superior. Para que funcione como un tramo compuesto, los pernos deben estar soldados a los patines superiores de las vigas de acero para transferir la carga de corte que ocurrirá entre el concreto y las vigas de acero para lograr la acción compuesta. Dichos pernos son anclados por el concreto colado en el sitio. Hay un cabezal en los pernos para una mayor capacidad de anclaje de manera que los pernos puedan transferir algo de la carga de tensión además de cargar la carga de corte.

La secuencia en video del tramo tomada por drones en diciembre de 2019 muestra una deflexión descendente significativa en el tramo medio donde la Viga T-6 conecta con la Viga Norte. Dicho desplazamiento es mucho más grande que el que se observa en otros tramos y puede explicarse por la no funcionalidad de los pernos sobre una longitud significativa del tramo considerado. La resistencia a la flexión del puente puede verse significativamente impactada cuando una porción de los pernos falta o falla.

Por ejemplo, una longitud de 10 metros de pernos no funcionales en el tramo medio, 5 metros para cada lado de la falla, resulta en una deflexión estimada de 70 mm (lo que es menor que la deflexión observada en 2019). Dicha deflexión se estimó con base en la suposición de que el resto de los pernos seguía funcionando en acción compuesta total entre el acero y el concreto. Para referencia, con la acción compuesta total, el desplazamiento vertical debido al peso propio es aproximadamente igual a 65 mm, mientras que sin la acción compuesta a lo largo de toda la viga el desplazamiento vertical se aumentaría a aproximadamente 125 mm.



La secuencia de video tomada por los drones en diciembre de 2019 muestra un desplazamiento descendente mayor para la Viga Norte (Figura 47) que para la Viga Sur (Figura 48). No existen datos conocidos para identificar el desplazamiento descendente final inmediatamente antes del colapso. Por lo tanto, más pernos pueden haber (y probablemente) fallaron antes del colapso. Entre más pernos hubieran fallado, las cargas se habrían transferido a los pernos remanentes. La carga de corte también es tal que el primer perno intacto atraería la mayor carga de corte. Este tipo de carga puede crear un modo de falla en cascada en los pernos.

Se observó que la cubierta de concreto mostró indicaciones de degradación (manchas de humedad, eflorescencia y espaciamiento; Figura 50-Figura 52 sugiriendo que las condiciones habían comprometido la capacidad de la cubierta para funcionar como puntal de compresión en el tamo medio. El hecho de que la deformación localizada en el refuerzo longitudinal no estuviera presente en el 2011 (Figura 52) y que se desarrollará después entre 2011 y 2015 (Figura 51) es evidencia de que hubo un incremento de tensiones compresivas en la parte superior de la viga, lo que es consistente con las tensiones compresivas que ya no estaban siendo cargadas por el concreto como era el propósito en una estructura compuesta.

Se identificaron dos grietas por fatiga en los miembros estructurales del tramo medio; una en el cordón superior del marco transversal central y una en la región inferior del alma en la Viga T-6 donde conecta con la Viga Norte. Ambas grietas por fatiga pueden explicarse por una estructura más flexible (menos rígida) debido a los pernos fallidos o faltantes.

Un tren que pasaba podría inducir algo de carga torsional en el tramo y, dependiendo de la dirección del recorrido, se transferiría más carga a la viga en comparación con la otra viga. Debido a alguna diferencia en el desplazamiento vertical entre las vigas, algo de distorsión se transfirió al marco transversal. Esta diferencia en el desplazamiento aumenta con la flexibilidad en aumento de las vigas, resultando en tensiones más altas en las conexiones entre los marcos transversales y los reforzadores verticales. Este aumento en la tensión puede haber resultado en grietas por fatiga como se muestra en la Figura 26. Con base en la morfología de la fractura (grietas finas de fatiga), la carga dinámica no ha incrementado significativamente con el aumento en el número de ciclos. En otras palabras, la grieta creció hacia una basta porción del área transversal antes de la fractura final. Esto puede explicarse mediante un tipo de deformación de carga en lugar de una carga directa que podría acelerar el crecimiento de la grieta por fatiga. Bajo una carga de deformación, el crecimiento de la grieta puede aumentar la flexibilidad de la conexión localmente y reducir, por ejemplo, el momento de flexión que estuvo presente al iniciar la grieta en las soldaduras de filete que se muestran en la Figura 26.

La grieta de fatiga en la parte inferior del alma en la Viga T-6 mostró grandes macromarcas de playa, pero no se observaron grietas finas por fatiga. Por lo tanto, las tensiones que impulsaron el crecimiento de la grieta fueron mucho más grandes que los de la otra grieta por fatiga, y más consistentes con un mecanismo de fatiga de ciclo bajo. Esto sugiere que la propagación de esta grieta ocurrió mucho más tarde en la secuencia de eventos, una vez que se acumularon tensiones considerables en el tramo central.

Entonces, las grietas por fatiga observadas son una consecuencia del desplazamiento vertical de las vigas (grieta por fatiga en el marco transversal) o surgieron después de cambios significativos en el estado de tensión local (grieta por fatiga en T-6), cada una de las cuales pueden ser atribuibles a una pérdida de acción compuesta. Por lo tanto, las grietas por fatiga observadas no son la causa principal de la falla, pero podrían definirse como secundarias debido a la falta de acción compuesta debido al fallo/falta o colocación incorrecta de los pernos sobre la sección media de las vigas fallidas.



5.0 CONCLUSIONES

Los resultados de los análisis indicaron que el colapso ocurrió como resultado del pandeo de las Vigas Norte y Sur facilitada por la falta de pernos funcionales en una longitud significativa lo que causó que parte del tramo elevado perdiera su estructura compuesta. Como resultado, la estructura compuesta estaba operando como dos vigas paralelas independientes, una viga de concreto (cubierta de concreto) y una viga de acero (vigas de acero), que experimentaron condiciones de carga para las que no estaban diseñadas. Lo anterior creó condiciones que llevaron a la distorsión del marco transversal central y la iniciación y propagación de grietas de fatiga que redujeron aún más la capacidad de la estructura para soportar la carga.

Los factores que contribuyeron a la falta de funcionalidad en los pernos incluyen pernos con soldaduras deficientes, pernos faltantes, y pernos mal colocados. Los posibles factores que contribuyeron al colapso incluyen deficiencias en las propiedades mecánicas de las vigas y en el diseño del marco transversal que no cumplió con los estándares de diseño AASHTO aplicables.¹²

DNV desarrolló modelos computacionales del tramo elevado para evaluar el comportamiento estructural contra casos y escenarios de carga requeridos por los códigos de la industria, al igual que para evaluar las condiciones as-built para determinar la secuencia de eventos que llevaron al colapso, y evaluar la importancia de los posibles factores contribuyentes. Para estos análisis, DNV usó el paquete ANSYS de Análisis de Elementos Finitos. Resultados adicionales presentarán en el reporte RCA de la Fase 3. El reporte RCA evaluará completamente los potenciales factores contribuyentes, identificará las barreras que faltaron, fallaron o fueron inefectivas para evitar la pérdida de la estructura compuesta, y determinará las correspondientes causas de raíz asociadas con dichas barreras.

Se desarrollaron tres diferentes escenarios de análisis de estabilidad del tramo elevado (referirse a la sección 4.3.6): Escenario 1 – donde todos los pernos están intactos, Escenario 2 –en donde todos los pernos fallan, Escenario 3 – en donde 10 metros de pernos fueron removidos del tramo medio. En los dos últimos, se identifican como resultado modos de pandeo lateral de las vigas principales y el pandeo torsional lateral de la de la Viga Sur.

Así mismo, como parte del análisis estructural se determinó que las grietas por fatiga observadas son una consecuencia del desplazamiento vertical de las vigas (grieta por fatiga en el marco transversal) o surgieron después de cambios significativos en el estado de tensión local (grieta por fatiga en T-6), cada una de las cuales pueden ser atribuibles a una pérdida de acción compuesta. Por lo tanto, las grietas por fatiga observadas no son la causa principal de la falla, pero podrían definirse como secundarias debido a la falta de acción compuesta debido al fallo/ falta o colocación incorrecta de los pernos sobre la sección media de las vigas fallidas.

¹² Se usaron refuerzos transversales (verticales) como placas de conexión para los marcos transversales. "Si se usan refuerzos como placas de conexión para diafragmas o marcos transversales, deberán unirse a los dos patines". Los refuerzos transversales sólo se soldaron al patín superior y no al inferior. "Cuando no se cumplen las prácticas detalladas apropiadas, ocurren grietas de fatiga debido a que se producen esfuerzos normalmente no calculados en el proceso de diseño. Este tipo de grieta de fatiga se llama fatiga inducida por distorsión. La fatiga inducida por distorsión ocurre con frecuencia en el alma cerca de un patín en una placa de conexión soldada con un marco transversal en el que no se ha proporcionado un trayecto rígido de carga para que transmita adecuadamente la fuerza en el miembro transversal del alma al patín." /2/



A continuación, se muestra un resumen de hallazgos y observaciones adicionales:

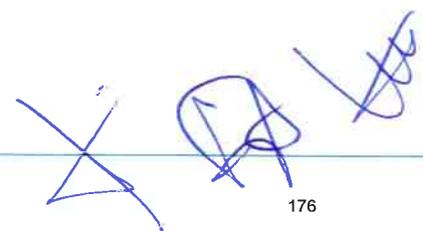
- Los componentes de la vía y las instalaciones que se encuentran al lado de la vía (balasto, durmientes, fijaciones, rieles, interruptores, uniones, cableado y ductos, línea aérea, etc.) se encontraban en buenas condiciones generales. No hubo evidencia de que cualquiera de los componentes inspeccionados o instalaciones contribuyeran con la falla.
- Se identificó una grieta de fatiga de 8.9-cm en el patín inferior de la Viga T-6 en la ubicación que la une con la Viga Norte. La grieta se inició en la punta de la soldadura de filete que une el patín inferior de la Viga T-6 y el alma.
- Se identificó una grieta de fatiga, correspondiente a aproximadamente el 72% del área transversal del cordón superior, en el lado norte del marco transversal del centro. La grieta inició desde la punta(s) de la soldadura(s) de filete que unen al cordón superior con el reforzamiento vertical.
- La calidad y desempeño (pruebas de tensión y flexibilidad) de las soldaduras de los pernos que se inspeccionaron y probaron no cumplieron con los requerimientos del código AWS D1.1. /3/ /4/ Los ferrules que se usaron para retener la soldadura fundida seguían presentes alrededor de los pernos, impidiendo que se pudieran realizar revisiones de calidad que podrían haberse realizado durante la construcción. De conformidad con el código AWS D1.1, debe realizarse una inspección visual en el 100% de las soldaduras de los pernos (Sección 7.8.1) y "los destellos de la soldadura de 360 grados alrededor del perno deben ser visibles".
- Los componentes de la vía y las instalaciones que se encuentran al lado de la vía (balasto, durmientes, fijaciones, rieles, interruptores, uniones, cableado y ductos, línea aérea, etc.) se encontraban en buenas condiciones generales. No hubo evidencia de que cualquiera de los componentes inspeccionados o instalaciones contribuyeran con la falla.
- Se identificó una grieta de fatiga de 8.9-cm en el patín inferior de la Viga T-6 en la ubicación que la une con la Viga Norte. La grieta se inició en la punta de la soldadura de filete que une el patín inferior de la Viga T-6 y el alma.
- Se identificó una grieta de fatiga, correspondiente a aproximadamente el 72% del área transversal del cordón superior, en el lado norte del marco transversal del centro. La grieta inició desde la punta(s) de la soldadura(s) de filete que unen al cordón superior con el reforzamiento vertical.

- Todas las muestras de acero de refuerzo que se probaron como parte de la investigación post-incidente de DNV cumplieron con los criterios de diseño indicados en los cálculos de diseño, ilustraciones y especificaciones.
- El límite elástico promedio para las muestras que se retiraron del patín superior de la subviga T-1 (Viga Sur), 330 MPa, no cumplieron con el requerimiento Grado 50 de ASTM A572 de 345 MPa.
- El límite elástico promedio para las muestras que se tomaron de los patines inferiores de la subviga T-7 (Viga Norte) y Viga T-6, 335.5 MPa y 311 MPa, respectivamente, no cumplen con el requerimiento de Grado 50 de ASTM A572 de 345 MPa. Se identificó una progresión en la mancha de humedad, eflorescencia y separación de la unión del concreto precolado en el marco transversal central entre 2015 y 2019, indicando que el agua se estaba acumulando en esta ubicación y que estaba encontrando rutas de salida (por ejemplo, a través de las grietas) desde la parte superior hasta el fondo de la cubierta.
- La sección transversal geológica del segmento Olivos – San Lorenzo Tezonco indica que el sitio del incidente está ubicado en una zona de transición con base rocosa relativamente poco profunda cerca de la estación de los Olivos y que va incrementando el espesor del suelo sobre la base rocosa conforme avanza hacia la estación San Lorenzo Tezonco. Los sistemas de cimentación del segmento parecen ser apropiados para las condiciones de la subsuperficie y las condiciones geológicas no parecen haber sido un factor contribuyente a la falla.
- Se identificaron daños por impacto que se rellenaron con concreto y que son consistentes con los causados con un martillo neumático, en las superficies superiores de los patines. Esto indica que los orificios que se usaron para tener acceso a las varillas de acero para soldar los pernos se hicieron después de que se colocaron las losas de concreto precolado sobre la parte superior de las vigas de acero.
- Excepto por la sección transversal de pernos de la Viga T-6, todos los pernos examinados fallaron a través del alma. Los pernos examinados de la Viga T-6 mostraron diversas grietas que atravesaron el alma, HAZ, y metal de pernos, y son probablemente atribuibles a la fatiga.
- Se detectaron deficiencias en comparación con el criterio de diseño en todas las porciones de las estructuras de concreto que se probaron. Aunque los valores promedio cumplieron los criterios de diseño para resistencia a la compresión, varias muestras de la columna, paneles precolados y losas coladas en el sitio cayeron por debajo de los criterios mínimos especificados en las Normas Técnicas Complementarias Oficiales de la Ciudad de México 2004 /27/. Todas las pruebas al concreto del cabezal cumplieron con los criterios de diseño y con los criterios estadísticos también especificado en /27/.

6.0 REFERENCIAS

- /1/ 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0018-03400-P-AB
- /2/ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2007.
- /3/ American Welding Society (AWS) D1.1/D1.1M, Structural Welding Code – Steel, 18th Edition, 2002.
- /4/ American Welding Society (AWS) D1.1/D1.1M, Structural Welding Code – Steel, 19th Edition, 2010.
- /5/ Gobierno de la Ciudad de Mexico, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta de la CDMX (2004)
- /6/ Gobierno de la Ciudad de Mexico, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta de la CDMX (2017)
- /7/ Informe Geotécnico Final, ICA, Alstom, Carso Consorcio Línea 12, No. Clave. PMDF-09-MS-612000-III-0008-04775-D-00, 30 Diciembre 2009
- /8/ Informe de trabajos de campo. pdf, Ingenieria Experimental SA de C.V., 12 Noviembre 2009
- /9/ Memoria Geotécnica De Cálculo Del Tramo, Los Olivos - San Lorenzo Tezonco, Comprendido Entre Los Cadenamientos 10+322.102 Y 10+592 De La Línea 12 Del Sistema De Transporte Colectivo De La Ciudad De México.
- /10/ ICA, Alstom, Carso Consorcio Linear 12, Perfil Estratigráfico General Tláhuac - Calle Sur 125, Plano N° o Clave PMDF-09-MS-612000-III-0001-24234-P-00, 19 Mar 2010
- /11/ ICA, Alstom, Carso Consorcio Linear 12, Perfil Estratigráfico, Los Olivos – Tezonco, CAD. 9+980.010 AL 10+774.502, Plano N° o Clave PMDF-12-MS-612155-IV-0006-01606-P-AB, 11 Ago. 2011
- /12/ ICA, Alstom Carso Consorcio Linear 12, Perfil Estratigráfico, Los Olivos - Tezonco, CAD. 9+980.010 AL 10+774.502, Plano No o Clave PMDF-12-MS-612155-IV-0006-01606-P-AB, 11 August 2011
- /13/ ICA, Alstom, Carso Consorcio Linear 12, Dimensionamiento y Armado De Zapata en Roca, Los Olivos - Tezonco, 10+157.378 al 10+242.378, Plano N° o Clave PMDF-12-EST-612155-IV-0002-00888-P-AB, Mar 2012
- /14/ ICA, Alstom, Carso Consorcio Linear 12, Zapatas Apoyadas Sobre Pilas, Para Columnas Del Tramo en "Y", Los Olivos - Tezonco, 10+270.457 al 10+530.618, Plano N° o Clave PMDF-12-EST-612155-IV-0021-03404-P-AB, 2012
- /15/ Strong Motion Network of the Institute of Engineering at UNAM, México (RAII-UNAM), <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/> (last accessed 2 August 2021)
- /16/ Memoria de Calculo para el diseño estructural del cabezal de concrete para la vía en y del tramo elevado PMDF-10-EST-612000III-0008-22185-M-00, 18 de Marzo de 2010, 12 hojas
- /17/ PMDF-12-EST-612155-IV-0023-22214-P-AB, Armado de Cabezal Para Columna Circular (76 VARS.) Julio 2011
- /18/ PMDF-10-EST-612000-III-0076-24246-P-00 Tablata Prefabricada Tipo Para Tramo Elevado (Sin Torones), 22-Jun-2010
- /19/ GEIC-CFE, Determinación de Propiedades del Concreto de Elementos Estructurales Línea 12 del Metro de la Ciudad de México. Informe: SGM-DCM-DNV-I-010/2021 REV 00, Junio 2021.
- /20/ GEIC-CFE, Determinación de Propiedades del Acero Refuerzo de Elementos Estructurales Línea 12 del Metro de la Ciudad de México, Informe: SGM-DCM-DNV-I-011/2021 REV 00, Julio 2021.
- /21/ NMX-C-169-ONNCCCE, Industria de la construcción - Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido

- /22/ NMX-C-083-ONNCCE Industria de la Construcción -Concreto - Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto
- /23/ NMX-C-109-ONNCCE Industria de la Construcción -Concreto - Cabeceo de especímenes cilíndricos
- /24/ NMX-C-128-ONNCCE-2013 Industria de la Construcción – Concreto Sometido a Compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson
- /25/ **NMX-B-172-CANACERO-2018 MÉTODO DE PRUEBA MECÁNICOS PARA PRODUCTOS DE ACERO Y HIERRO**
- /26/ **NMX-B-506-CANACERO-2019 VARILLA CORRUGADA DE ACERO PARA REFUERZO DE CONCRETO - ESPECIFICACIONES Y MÉTODOS DE PRUEBA**
- /27/ Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto, Gaceta Oficial Del Distrito Federal 6 de Octubre de 2004
- /28/ Petroanálisis Ingeniería S. de R.L. de C.V., Análisis Petrográfico, Norma ASTM C856/C856-20, Junio 2021
- /29/ ASTM C856 / C856M-20. **Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete.** ASTM International. West Conshohocken. PA, 2020. www.astm.org
- /30/ Bozorgnia Y. Abrahamson NA, Al Atik L, et al. (2014) **NGA-West2 research project.** Earthquake Spectra 30(3): 973–987.
- /31/ Planta Esquemática. Consultora Mexicana de Ingeniería
- /32/ 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0020-03402-P-AB
- /33/ PMDF-12-EST-612155-IV-0021-03404-P-AB
- /34/ PMDF-12-EST-612155-IV-0002-00888-P-AB
- /35/ PMDF-12-EST-612155-IV-0023-22214-P-AB
- /36/ PMDF-12-EST-612155-IV-0037-22244-P-AB
- /37/ 210602 PMDF-12-EST-612155-IV-0018-03400-P-AB
- /38/ PMDF-08-IEE.OP-612155-III-0156-00363-P-03
- /39/ PMDF-09EST-612000-III-0006-00941-M-00
- /40/ DGPM-09-EST-612155-II-001-0000-E
- /41/ PMDF-09-EST-612155-III-0001-00889-M-01
- /42/ PMDF-09-EST-612155-III-0006-03553-M-00





ANEXO A

Descargos de Responsabilidad

1. Copyright ©DNV 2021. Todos los derechos reservados. \
2. LA REALIZACIÓN DEL TRABAJO DE DNV GL MÉXICO S. DE R.L. DE C.V. ("DNV") SE BASÓ EN EL ACCESO Y EL DERECHO A INSPECCIONAR TODOS LOS SITIOS E INSTALACIONES PERTINENTES Y EN EL SUMINISTRO DE DOCUMENTACIÓN E INFORMACIÓN PERTINENTES Y COMPLETOS Y CORRECTOS, COMO SE DETALLA EN EL ANEXO C DEL ENTREGABLE / INFORME. NO HA FORMADO PARTE DEL TRABAJO IDENTIFICAR DISCREPANCIAS, ERRORES, INCONSISTENCIAS U OMISIONES EN LA INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR LA SECRETARÍA DE GESTIÓN INTEGRAL DE RIESGOS Y PROTECCIÓN CIVIL ("LA SGIRPC"), "LA SGIRPC" ES RESPONSABLE DE LA INFORMACIÓN PROPORCIONADA DURANTE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO Y DNV HA CONFIADO EN LA EXACTITUD E INTEGRIDAD DE DICHA INFORMACIÓN PARA EL DESEMPEÑO DE LOS TRABAJOS.
3. TODOS LOS ENTREGABLES PROPORCIONADOS POR DNV SE BASAN EN LA INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR "LA SGIRPC", COMO SE ESTABLECE EN EL ANEXO C, HASTA LA FECHA DE LA MISMA EMISIÓN. "LA SGIRPC" RECONOCE Y ACEPTA QUE EL RESULTADO DE LA OPINIÓN Y ANÁLISIS ENTREGADOS POR DNV SON VÁLIDOS ÚNICAMENTE EN EL MOMENTO DE EMISIÓN DEL ENTREGABLE. DNV SE RESERVA EL DERECHO DE MODIFICAR O COMPLEMENTAR EL ENTREGABLE EN CASO DE QUE SURJA NUEVA INFORMACIÓN.
4. "LA SGIRPC" SE ASEGURARÁ DE QUE, A MENOS QUE RECIBA PRIMERO EL CONSENTIMIENTO POR ESCRITO DE DNV, "LA SGIRPC" (Y / O CUALQUIERA DE LAS PARTES QUE ACTÚAN EN SU NOMBRE) NO: (I) ALTERARÁ EL CONTENIDO, EL CONTEXTO O EL IDIOMA ORIGINAL DE CUALQUIER ENTREGABLE, (II) DISTRIBUIRÁ UN ENTREGABLE (O CUALQUIER PARTE DE ÉL) EN UN SITIO WEB PÚBLICO, EXCEPTO POR LO ESTABLACIDO EN LA LEY DE TRANSPARENCIA, ACCESO A LA INFORMACIÓN PÚBLICA Y RENDICIÓN DE CUENTAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO, O (III) DISTRIBUIRÁ UN ENTREGABLE (O CUALQUIER PARTE DEL MISMO) A TERCEROS PARA OBTENER BENEFICIOS O INTERCAMBIO DE CUALQUIER FORMA DE REMUNERACIÓN DIRECTA O INDIRECTA O DE FINALIDAD COMERCIAL SIMILAR. DNV NO ASUME NINGÚN DEBER DE CUIDADO CON NINGÚN TERCERO, Y SOLO "LA SGIRPC" (Y NINGUNA OTRA PARTE) PUEDE CONFIAR EN LOS ENTREGABLES. SE PROHIBE LA REFERENCIA A TODOS O PARTE DE LOS ENTREGABLES QUE PUEDAN DAR LUGAR A UNA INCORRECTA INTERPRETACIÓN.



ANEXO B

DNV en Breve

DNV es el experto independiente en gestión de riesgos y garantía de calidad, que opera en más de 100 países y con 12.000 empleados. A través de su amplia y profunda experiencia, DNV promueve la seguridad y el desempeño sostenible, estableciendo puntos de referencia en la industria e inspira y creando soluciones para los retos de la industria. Desde 1864, nuestro propósito ha sido salvaguardar la vida, la propiedad y el medio ambiente.

Somos la sociedad de clasificación líder en el mundo y un asesor reconocido para la industria marítima. Brindamos servicios de prueba, certificación y asesoramiento técnico de renombre mundial para la cadena de valor de la energía, de petróleo y gas y la gestión de la energía. DNV es uno de los organismos de certificación líderes en el mundo y ayuda a las empresas a garantizar el desempeño de sus organizaciones, productos, personas, instalaciones y cadenas de suministro.

Un área importante dentro de nuestra asesoría técnica es el análisis de fallas y la investigación de fallas. DNV tiene laboratorios especializados para estos hitos en Noruega (Oslo y Bergen), Reino Unido (Loughborough y Spadeadam), Singapur y EE. UU. (Columbus, OH). DNV ha realizado miles de investigaciones, la mayoría relacionadas con falla de materiales (fallas estructurales). Cualquier investigación emprendida se basará en esta gran experiencia para interpretar las observaciones, pero también para establecer un buen enfoque. Los laboratorios de DNV que realizan pruebas de integridad estructural prueban todo, desde muestras a pequeña escala hasta pruebas a gran escala de hasta 2900 toneladas y pruebas de explosión. Además, DNV ha desarrollado códigos líderes relacionados con el diseño estructural, la fatiga y tiene experiencia destacada en la industria en estructuras de hormigón y acero.

Una investigación de fallas más amplia puede requerir un análisis de causa raíz (RCA) para identificar debilidades o brechas dentro de un sistema de gestión. Un análisis de la causa raíz puede ayudar a definir mejoras de diseño y manufactura, acciones correctivas, prevenir la recurrencia y ahorrar costos en el futuro. DNV proporciona una investigación independiente utilizando expertos familiarizados con las principales técnicas de accidentes, tecnologías complejas y entornos difíciles o desafiantes. Nuestra Técnica de Análisis de Causa Sistemático basada en Barreras (BSCAT) combina el análisis de la causa raíz del evento y técnico tradicional con la evaluación de riesgos, así como la moderna basada en barreras. Nuestros expertos pueden aplicar esta metodología en muchas industrias.

DNV ha realizado muchas y diversas investigaciones a lo largo de los años, que incluyen:

- Incendios y explosiones
- Fallas en sistemas de transmisión o distribución de energía eléctrica
- Descarrilamientos ferroviarios
- Hundimiento de plataformas flotantes de almacenamiento y descarga.
- Incidentes en transporte marítimo



- Fallas por corrosión complejas
- Turbinas de viento
- Plantas industriales
- Oleoductos terrestres y costafuera.
- Análisis de fallas de trenes y DNV están realizando actualmente proyectos relacionados con el monitoreo en tiempo real de trenes con grietas y vagones de metro con mala soldadura
- Los proyectos de análisis de fallas relacionados con la estructura de puente prueban periódicamente los componentes nuevos y usados para la calificación y la extensión de la vida útil.

Ejemplos de investigaciones de accidentes importantes:

- Explosión y derrame de petróleo de la plataforma Deepwater Horizon, investigación forense, Golfo de México de los Estados Unidos, 2010
- Accidente en Plataforma de Pemex en 2019
- Accidente en Planta Petroquímica, Monterrey, México, 2020
- Explosión química en Iqoxe, Tarragona, España, 2020
- Fallo estructural en una plataforma Jack-Up Auto-elevable, Singapur

Investigación de fallas de pilares rotos en plataformas, confidencial 2013



DNV

[Handwritten signature]