



2 0 2 5 - 0 1 5 0 2 6 7

Número de solicitud: 2026-R0588469

Trámite No.: 2025-0150267-318

Fecha y hora del depósito: 14/05/2026 10:42 a. m.

Tribunal: Juzgado De La Instrucción Del Distrito Nacional

Sala: Primer Juzgado De La Instrucción Del Distrito Nacional

Materia: Penal

Asunto: Depósito De Documentos

Objeto: Deposito De Informe Pericial, Anexo Informe Y (3) Memoria Usb Sin Verificar Contenido., Dice Memoria Tiene El Mismo Contenido Y Firma Digital.

Partes involucradas

Imputado

Antonio Espaillat Lopez Y Maribel Espaillat De Bera

Calificación jurídica

Audiencias

Sentencia Núm

Lectura

Observaciones

Fecha y hora de generación:

14/05/2026 11:06 a. m.

Generado por:

Maria T. Santos Sanchez
Edificio Palacio De Justicia Ciudad Nueva

Santo Domingo, D.N.

14 de Mayo, 2026

Honorable **Reymundo Ant. Mejía Zorrilla**, Juez del Primer Juzgado de Instrucción del Distrito Nacional.

Depósito de Informe Pericial con sus apéndices (anexos):

Caso número: **2025-0150267**.

Distinguido Magistrado **Mejía Zorrilla**:

Por medio de la presente, hacemos entrega formal, en sobres debidamente sellados, junto con sus apéndices y anexos en memorias USB, de tres (3) ejemplares originales, uno (1) para el tribunal y dos (2) para las partes, del informe pericial realizado por los peritos José Manuel Lockhart Romero, Gabriel Carrera, Alfonso Francisco Ibarreta y Michael Gerard Murphy, autorizado y ordenado bajo su investidura mediante Auto número 057-2026-SSOL-00024 de fecha 25 de marzo de 2026, en el curso del expediente número 2025-0150267.

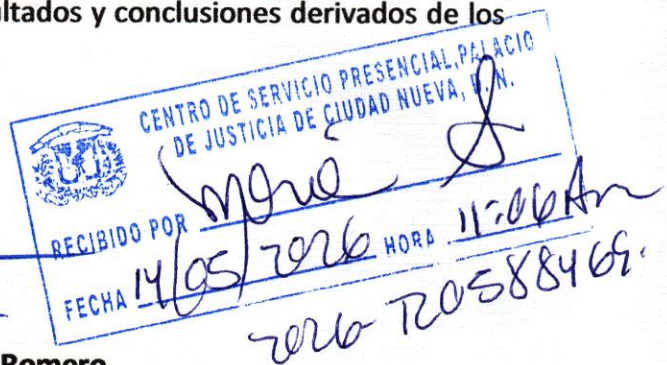
Sin otro particular, y colocándonos a disposición de aclarar al tribunal y las partes todo cuanto se relacione con los trabajos periciales realizados y los resultados y conclusiones derivados de los mismos,

Se despide,

Cordialmente,



Ing. José Manuel Lockhart Romero,
en nombre propio y de los peritos,
Ingenieros **Gabriel Carrera, Alfonso Francisco Ibarreta**
y **Michael Gerard Murphy**

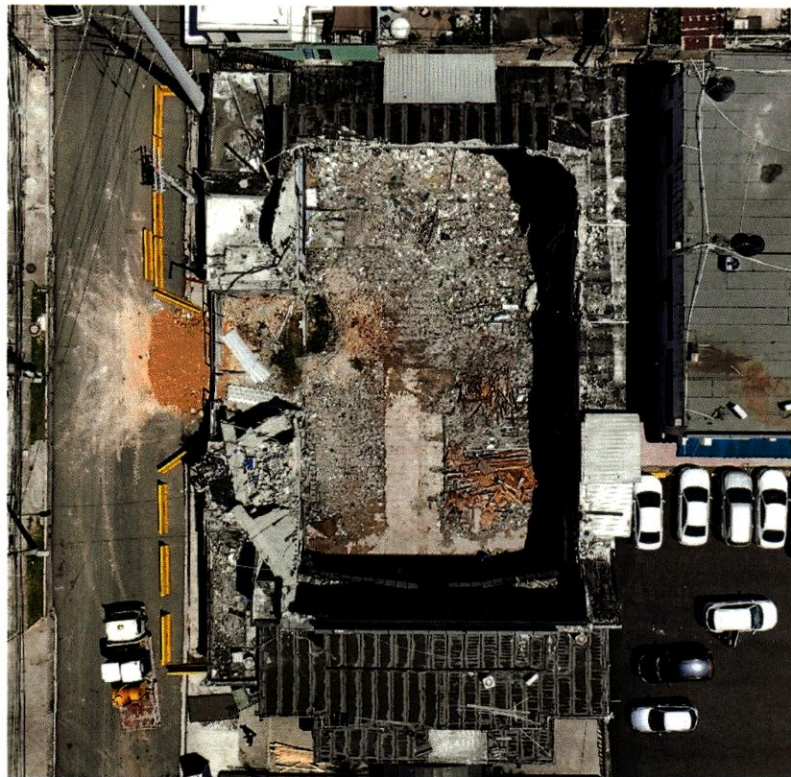


jose.lockhart@gmail.com

Discoteca Jet Set

Discoteca Jet Set - Investigación del Colapso

Avenida Independencia esquina calle Proyecto, Plaza El Portal, Distrito Nacional, Santo Domingo, República Dominicana



14 de mayo de 2026

ELABORADO PARA:

Magistrado Reymundo Ant. Mejía Zorrilla

Juez del Primer Juzgado de la Instrucción del Distrito Nacional

Discoteca Jet Set

Discoteca Jet Set - Investigación del Colapso

Avenida Independencia esquina calle Proyecto, Plaza El Portal, Distrito Nacional, Santo Domingo, República Dominicana

Distinguido Magistrado:

Le presentamos humildemente los resultados de nuestra investigación sobre el colapso del techo de la discoteca Jet Set, ocurrido el 8 de abril de 2025. Este informe refleja el trabajo de investigación supervisado por cuatro expertos designados por el tribunal, quienes dirigieron conjuntamente un equipo de más de veinticinco ingenieros, químicos, metalúrgicos y científicos de materiales que trabajaron en esta investigación. El cuerpo principal del informe resume las conclusiones del Sr. Carrera y el Sr. Lockhart, mientras que la investigación específica llevada a cabo por el Dr. Ibarreta se presenta en el **Anexo G**. Las credenciales de los expertos se adjuntan en el **Anexo A** y sus respectivas funciones en la investigación se describen a continuación:

- El Sr. Gabriel Carrera investigó los aspectos de ingeniería estructural, con énfasis en el análisis estructural, y supervisó la recopilación de datos y los ensayos de materiales;
- El Dr. Alfonso Ibarreta investigó la posible existencia de factores externos que pudieran haber causado o contribuido al colapso;
- El Sr. José Lockhart investigó la condición tal como se construyó (*'as-built'*) del edificio;
- El Sr. Michael Murphy no realizó labores de ingeniería ni ensayos técnicos, sino que colaboró en la coordinación de los peritos de ingeniería del equipo. No es un ingeniero experto, sino un abogado con un título en ingeniería, quien es un especialista en la supervisión y gestión de investigaciones de construcción.

Nuestra investigación incluyó:

- Una revisión de los documentos relacionados con el edificio y el colapso
- Una investigación de campo exhaustiva y un esfuerzo de preservación de la evidencia
- Estudios numéricos 'manuales' y asistidos por computadora del comportamiento estructural del edificio
- Evaluación metalográfica, fractográfica, petrográfica y química de muestras de acero, concreto y lechada (*grout*) recogidas en el sitio

Deseamos expresar nuestras más profundas y sinceras condolencias a las víctimas, las familias y los seres queridos que se han visto afectados por esta tragedia. Agradecemos sinceramente la oportunidad de llevar a cabo esta investigación y esperamos que nuestros hallazgos contribuyan a la misión de esclarecimiento de los hechos que ha asumido este tribunal.

Atentamente,



Gabriel Carrera, PE
Principal, Wiss Janney Elstner Associates, Inc.



Alfonso Ibarreta, Ph.D., PE, CFEI
Managing Engineer, Exponent



José Lockhart, M.Sc., PE
Principal, Structures & Inspections Engineering,
PC.



Michael Murphy
Greenberg Traurig, P.A.

CONTENIDO

Este informe se divide en las siguientes partes:

Introducción: Ofrece un resumen general del edificio, el suceso, la tesis de la investigación de los expertos del gobierno¹, el propósito de esta investigación y un breve resumen de los hallazgos de nuestra investigación.

Parte 1 – Base Técnica Inconsistente: Demuestra cómo cinco problemas críticos en el informe técnico pericial del gobierno llevaron a conclusiones poco confiables con las cuales no estamos de acuerdo.

Parte 2 – Nuestros Principales Hallazgos: Presenta los detalles de nuestra investigación y nuestros hallazgos en lo que se refiere a la posible causa del colapso.

Parte 3 – Limitaciones de Tiempo: Identifica áreas que deberían haberse investigado con mayor profundidad para determinar la causa real del colapso, y que podrían haberse explorado más a fondo si se hubiera asignado más tiempo a nuestra investigación.

Parte 4 – Factores que los Expertos del Gobierno No Investigaron: Identifica los factores que los expertos del gobierno no investigaron a pesar de que creían que estos factores podrían haber influido o causado el colapso.

Parte 5 – Efecto de la Manipulación y el Entorno sobre la Evidencia: Identifica factores que pueden haber llevado a una reducción en la calidad y el valor de la evidencia.

¹ Para los efectos del presente informe, se hará referencia al Ministerio Público como el "gobierno".

Introducción

Este informe describe y resume los principales aspectos y hallazgos de una investigación de ingeniería forense sobre el colapso del techo de la discoteca Jet Set. Nuestros hallazgos clave se presentan de una manera diferente a la de los informes típicos de ingeniería forense. Lo hacemos con el fin de presentar primero los hechos y hallazgos más importantes. Si bien la base técnica subyacente que respalda cada uno de nuestros hallazgos principales se presenta de forma general a medida que se describe cada hallazgo clave, los anexos que acompañan a este informe proporcionan soporte técnico complementario más detallado.

Descripción del Edificio

Jet Set era una famosa discoteca en el barrio El Portal de Santo Domingo. Construido en 1973, originalmente como sala de cine, fue posteriormente convertido en una discoteca en 1994, donde funcionó como local de música en vivo durante más de 30 años. Construido en concreto reforzado, el edificio que alberga Jet Set tiene planta rectangular, con unas dimensiones aproximadas de la sala o nave principal (zona de techo alto) de 27 por 16 metros. El sistema estructural principal del techo consiste en vigas prefabricadas de concreto postensado que se extienden de este a oeste a través del ancho del espacio principal de la discoteca y soportan placas de techo (losetas prefabricadas) y otras cargas, y están conectadas a vigas y columnas perimetrales de concreto reforzado convencional vaciadas in situ (Figura 1). **El Anexo B** presenta una descripción más completa del edificio. Vistas en planta de las vigas del techo y ejes a los que se hará referencia a lo largo de este informe se incluyen en **el Anexo B**.

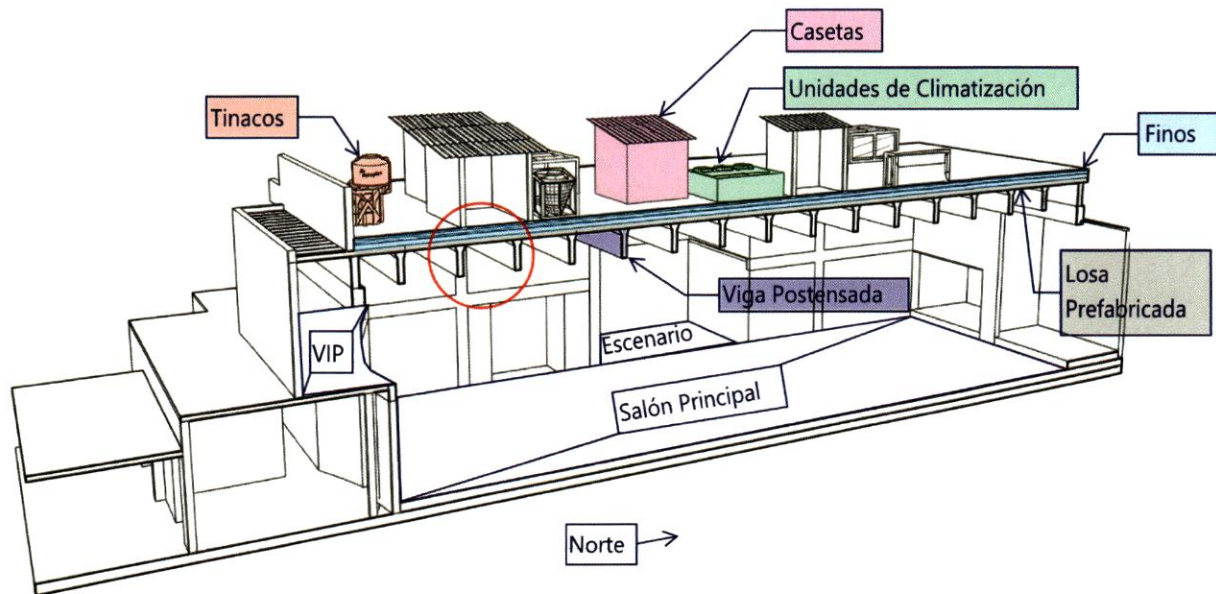


Figura 1. Vista en sección isométrica de la discoteca Jet Set, adaptada de la hoja LEV-06 del conjunto de planos de ONESVIE. Las dos vigas marcadas con un círculo rojo son las que, según concluyeron los expertos del gobierno, estaban sometidas a mayores esfuerzos e iniciaron el colapso del techo.

La Noche del Suceso

Aproximadamente a las 12:44 a.m., hora local, del 8 de abril de 2025, durante un concierto en vivo de Rubby Pérez, la gran mayoría de la estructura de concreto del techo de la discoteca Jet Set colapsó, lo que provocó 236 víctimas mortales y más de 180 heridos. En **el Anexo C** se encuentra disponible una cronología recopilada de los acontecimientos previos al colapso.

Tesis de los Expertos en Ingeniería del Gobierno

La tesis del informe pericial del gobierno es que el techo principal de la discoteca Jet Set colapsó debido a un fallo por flexión de las vigas postensadas a lo largo de los ejes H y J. El gobierno afirma que el fallo por flexión de estas dos vigas postensadas fue provocado por el aumento de las cargas sobre el techo, lo que, a su vez, indujo esfuerzos torsionales significativos en las vigas perimetrales, comprometiendo las columnas a lo largo de los ejes L, P y S, lo que condujo al colapso progresivo de la estructura.

Objetivo de la Investigación

En el Auto No. 057-2026-SSOL-00024, el Primer Juzgado de la Instrucción del Distrito Nacional concedió a nuestro equipo de expertos 30 días hábiles para llevar a cabo una investigación forense del colapso. Si bien el plazo de 30 días representa una reducción sustancial del período de investigación en comparación con nuestra solicitud original de 21 semanas, hemos procedido con diligencia y nos hemos esforzado por llevar a cabo una investigación tan completa como sea razonablemente posible. Para ello, nuestro equipo movilizó a más de 25 ingenieros y científicos de materiales, muchos de los cuales observaron, documentaron y estudiaron las partes remanentes de la estructura en el sitio del edificio y en un patio de almacenamiento de escombros, y/o llevaron a cabo la revisión de documentos, realizaron análisis computacionales, prepararon cálculos manuales y asistidos por computadora, realizaron evaluaciones y pruebas de laboratorio, y prepararon y verificaron la exactitud de este informe.

Breve Resumen de los Hallazgos de Nuestra Investigación

Como resultado de todos los esfuerzos descritos a lo largo de este informe y de los anexos adjuntos, hemos llegado a conclusiones sustancialmente diferentes a las de los expertos del gobierno en cuanto a la causa probable del colapso de la discoteca Jet Set el 8 de abril de 2025. Las diferencias entre nuestras conclusiones y las de la investigación realizada por los expertos del gobierno se deben a una serie de supuestos fundamentales formulados por dichos expertos que han afectado sus conclusiones. Es importante destacar que hemos determinado que la carga que actuaba sobre la estructura en el momento del colapso no era suficiente para provocar un colapso total si las vigas se hubieran construido correctamente y no presentaran daños. En otras palabras, creemos que las cargas adicionales incrementales, o sobrecarga, no fueron la causa inmediata del colapso. Más bien, nuestra investigación reveló que lo más probable es que el colapso fue provocado por el efecto combinado de defectos de construcción que redujeron la resistencia de los elementos en comparación con la resistencia prevista en el diseño, y deterioro progresivo gradual que causó fracturas esporádicas en los alambres de tendones de postensado, resultando en una pérdida de resistencia con el paso del tiempo. Es importante destacar que tanto los defectos de construcción como el deterioro continuo eran internos a las vigas y no habrían sido identificables mediante observación visual. Basándonos en la totalidad de nuestra investigación, especialmente en nuestras evaluaciones de laboratorio de las superficies de fractura de los alambres de

postensado y en nuestras observaciones de los patrones de corrosión presentes en las vigas, pero incluyendo también otros aspectos de nuestra investigación, hemos concluido que:

- En el período de tres años previo al colapso, no se añadió una cantidad significativa de carga al techo de la discoteca Jet Set. Además, los registros de mantenimiento de la propiedad indican que, más allá de la instalación de una membrana de techo bituminosa modificada, prácticamente no se añadió ninguna carga al techo en 2025.
- Con base en análisis estructurales tridimensionales y cálculos manuales para las vigas postensadas, las cargas que se sabe que actuaban sobre la estructura en el momento del colapso no deberían haber sido suficientes para provocar un colapso global.
- Dado que A) no se añadió ninguna carga sustancial al techo en el período anterior al colapso y B) las cargas que actuaban sobre el techo no deberían haber sido suficientes para provocar un colapso, se deduce lógicamente que el colapso debió haber sido provocado por otra causa, que se identificó en el curso de esta investigación como el debilitamiento progresivo de las vigas postensadas.
- Nuestra evaluación de laboratorio identificó evidencia de un deterioro progresivo de los alambres de postensado que puede reducir la resistencia con el tiempo. La evaluación metalográfica identificó fisuración asistida por hidrógeno, un mecanismo de deterioro que debilita y conduce a la fractura de los alambres de tendones de postensado. A medida que los alambres de tendones de postensado dentro de las vigas se fracturan con el tiempo, las deflexiones aumentan y la resistencia de las vigas disminuye.
- El hallazgo de que las vigas postensadas se estaban debilitando con el tiempo se ve corroborado por las capas de finos observadas en el techo. Los núcleos que extrajimos del techo mostraban capas claras de finos. Se observó que estas capas tenían espesor variable, siendo más gruesas en el centro de las vigas y más delgadas en los bordes, lo que coincide con el perfil de deflexión esperado. Esto sugiere claramente que se añadieron finos para corregir la pendiente del techo y compensar la deflexión gradualmente creciente que causaría empozamiento de agua durante lluvias;
- Lo más probable es que el colapso del techo el 8 de abril de 2025 ocurrió porque la degradación continua de la resistencia de las vigas había avanzado hasta el punto de que la capacidad restante ya no podía soportar la carga que había estado sobre el techo durante aproximadamente tres años.

Que este escenario describe mejor las circunstancias que llevaron al colapso del techo es, en cierta medida, evidente por sí mismo. Si bien la adición de cargas al techo que tuvo lugar durante los aproximadamente 50 años transcurridos entre la fecha en que se dice que se construyó el edificio y la fecha del colapso del techo fue un factor que influyó en el momento del colapso, el hecho de que el techo hubiera estado soportando aproximadamente la misma carga que la presente el día del colapso durante varios años antes del colapso demuestra que el aumento de la carga no fue la causa inmediata del colapso.

Por supuesto, es posible que otros factores también hayan desempeñado un papel importante en el colapso. Nuestra investigación ha identificado otros posibles factores contribuyentes. Algunos de ellos

plantean preguntas importantes sobre la presencia de defectos de construcción significativos que permanecieron ocultos hasta después del colapso. Por ejemplo, mediante inspecciones de la viga que realizamos utilizando un georradar, identificamos que el conducto de postensado de una viga estaba claramente mal colocado, lo que provocó que esa viga fuera mucho más débil que las demás y que esa debilidad permaneciera oculta durante las décadas posteriores a la construcción. Si bien se presentarán detalles adicionales más adelante, la presencia de una viga con un defecto de esta magnitud apunta a que los defectos de construcción son otro factor potencialmente importante que contribuyó al colapso.

Gran parte de la exposición que sigue tiene por objeto explicar por qué nuestros hallazgos difieren de los de los expertos del gobierno. Como se expone en varias partes del informe más adelante, las diferencias se derivan principalmente de una serie de errores, inconsistencias y omisiones cometidos por los expertos del gobierno en la realización de sus análisis estructurales; de nuestra observación de ciertos cambios metalúrgicos progresivos en los alambres de postensado de las vigas que debilitaron las vigas con el tiempo; y de diferencias en nuestra comprensión de la importancia de la deflexión de largo plazo del techo

Parte 1: Base Técnica Inconsistente

El equipo de ingenieros designado por la Fiscalía General de la República Dominicana para investigar el colapso (en adelante, los «expertos del gobierno») elaboró dos informes que resumen su investigación y sus hallazgos: un informe preliminar con fecha del 11 de junio de 2025 y un informe final con fecha del 10 de septiembre de 2025. A estos informes se adjuntó información sobre el análisis estructural, la modelación y los ensayos de laboratorio que constituyen la base técnica de los hallazgos del gobierno. Datos y hallazgos adicionales de la investigación del gobierno están documentados en informes preparados por la Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructura y Edificaciones (ONESVIE), con fecha del 21 de abril de 2025, 23 de abril de 2025 y agosto de 2025.

Nuestra revisión de estos informes ha revelado que los hallazgos finales de los expertos del gobierno, publicados el 10 de septiembre de 2025, se basan casi exclusivamente en los resultados de los modelos de análisis computacional que ellos mismos desarrollaron y en sus cálculos complementarios. Por lo tanto, la validez de sus conclusiones está ligada a la de sus modelos y a los supuestos en los que estos se basan.

Las investigaciones forenses que se basan en gran medida en modelos de análisis computacional y simulaciones pueden ser informativas, pero también pueden ser engañosas. Es decir, pueden dar lugar a interpretaciones falsas. La mayoría de las personas que no son ingenieros no tienen la experiencia ni la capacitación para comprender las limitaciones inherentes a dichos modelos, o incluso para reconocer que esas limitaciones existen, sin la ayuda de ingenieros. Este problema a menudo se amplifica porque los gráficos generados por computadora pueden parecer muy convincentes, incluso cuando son incorrectos. Por esta razón, la dependencia de modelos de análisis computacional y simulaciones puede ser peligrosa.

Los modelos de análisis computacional y las simulaciones preparados por los expertos del gobierno y presentados en su Informe Final no se deberían considerar como una base fiable para explicar la causa del colapso de la discoteca Jet Set.

Teniendo en cuenta todo lo demás, la conclusión principal de los expertos del gobierno es físicamente imposible. Es decir, los expertos del gobierno afirman que la relación entre la demanda y la capacidad de

las vigas postensadas sometidas a mayor demanda, que soportaban el techo cerca de su extremo sur (ejes H y J) y que supuestamente iniciaron el colapso progresivo, era de aproximadamente 1.2. En otras palabras, los expertos del gobierno concluyeron que, en el momento del colapso, estas vigas soportaban aproximadamente un 20 por ciento más de carga gravitacional de la que eran físicamente capaces de soportar—y aparentemente lo habían estado haciendo durante varios años.

Este hallazgo ignora que un elemento estructural nunca puede soportar realmente cargas que sean mayores que su capacidad última. En consecuencia, en el momento del colapso, un elemento estructural tendrá una relación demanda-capacidad de 1.0. Aplicando esta premisa fundamental del análisis forense de ingeniería estructural, el análisis del gobierno indica que el colapso del Jet Set debería haber ocurrido al menos tres años antes, que según el análisis del gobierno fue la última vez que se añadió una carga sustancial al techo.

Esta conclusión es el resultado directo de errores fácilmente identificables en los análisis del gobierno, que se agravan entre sí y dan lugar a una sobreestimación de la carga soportada por estas vigas en un porcentaje mayor al 20 por ciento. Es nuestra opinión colectiva que, una vez corregidos estos defectos, no se puede demostrar objetivamente mediante una ingeniería sólida que las vigas postensadas en los ejes H y J estuvieran realmente sometidas a un esfuerzo excesivo en relación con su capacidad última prevista, y mucho menos que las vigas postensadas en los ejes H y J hubieran soportado una relación demanda-capacidad superior a 1.0 durante más de tres años.

A continuación, destacamos cinco de los problemas más evidentes en el análisis de los expertos del gobierno, que amplificaron por error la carga estructural sobre las vigas de los ejes H y J o son incorrectos por otros motivos. Estas cuestiones fundamentales ponen en duda las conclusiones de la investigación de los expertos del gobierno.

1. El modelo estructural de los expertos del gobierno usó un espaciamiento incorrecto de las vigas en el extremo sur del edificio y, como resultado, sobreestimó la demanda estructural en hasta un 20%

Los expertos del gobierno se basaron en datos de geometría del edificio que fueron desarrollados por ONESVIE, y en un modelo de análisis computacional de la discoteca Jet Set, desarrollado utilizando un programa de software llamado ETABS. La confiabilidad de los resultados de cualquier análisis estructural depende de la precisión de la geometría del modelo. En otras palabras, la fiabilidad de cualquier modelo depende totalmente de la precisión con la que el modelo represente los elementos estructurales del edificio real. Existe un problema significativo en la geometría del modelo de los expertos del gobierno que provocó una sobreestimación de aproximadamente el 20% de las cargas sobre las dos vigas que, según determinó el gobierno, iniciaron el colapso.

Espaciamiento incorrecto de las vigas. El techo de la discoteca Jet Set estaba soportado por una serie de vigas postensadas (véase Figura 1). Las dos vigas postensadas en el extremo sur de la nave principal a lo largo de los ejes H y J (marcadas con un círculo en la Figura 1) son las dos vigas que los expertos del gobierno consideraron que estaban más sobrecargadas y que habían iniciado el colapso progresivo. El análisis del gobierno indica que, en el momento del colapso, la gran mayoría de la carga sobre las vigas postensadas provenía del peso de los componentes del edificio, tales como vigas, losetas de techo, capas de finos y otro material del techo. Dado que se consideró que estas cargas actuaban de manera uniforme en todo

el techo, la cantidad de carga que actúa sobre una viga está relacionada principalmente con el espaciamiento de las vigas. Sobreestimar el espaciamiento conduce a una sobreestimación de las cargas.

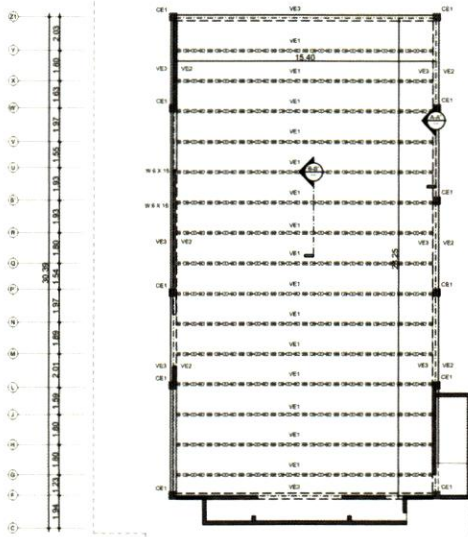


Figura 2. Planta estructural del techo elaborada por ONESVIE

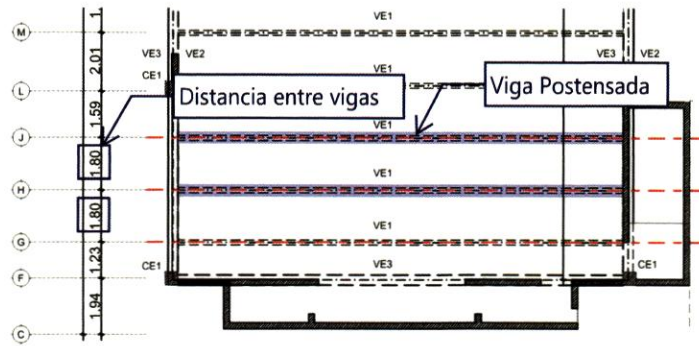


Figura 3. Planta estructural del techo elaborada por ONESVIE, ampliada y anotada para mostrar la separación indicada entre las vigas en los ejes H y J. Estos ejes se han extendido a la planta estructural con líneas rojas punteadas.

La Figura 2, la cual es una reproducción de la Imagen 28 del informe final del gobierno, muestra la planta de la estructura del techo según lo determinado por la investigación de campo de ONESVIE. La Figura 3, anotada por nosotros, es una ampliación del extremo sur de la Figura 2, que muestra claramente que la separación entre vigas postensadas es de 1.8 metros entre los ejes G y H, así como entre los ejes H y J. El hecho de que se entendía que la separación era generalmente de 1.8 metros se reitera varias veces a lo largo del informe pericial del gobierno, como se muestra en la Figura 4 y la Figura 5, que son reproducciones de imágenes (con algunas anotaciones) del informe pericial del gobierno. Referencias similares a la separación de 1.8 metros también aparecen en las Imágenes 27 y 41 del informe final del gobierno, aunque no las reproducimos aquí.

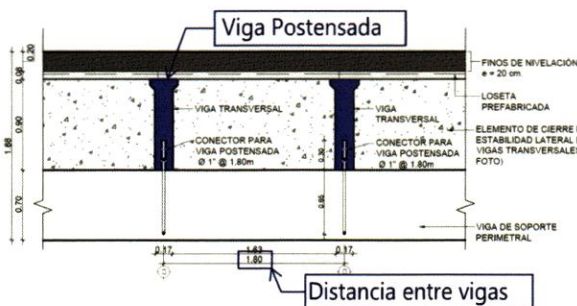


Figura 4. Reproducción de la Imagen 24 del informe final del gobierno, con las vigas y la separación entre ellas resaltada con un recuadro azul (anotaciones realizadas por WJE).

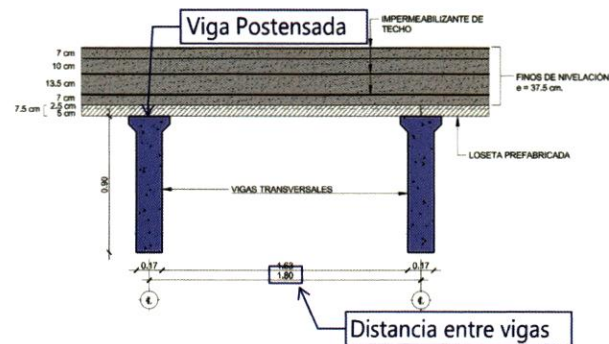


Figura 5. Reproducción de la Imagen 11 del informe final del gobierno, con las vigas y la distancia entre ellas resaltada con un recuadro azul (anotaciones realizadas por WJE).

Dado que la gran mayoría de la carga soportada por estas dos vigas postensadas consiste en el peso propio de los componentes del techo del edificio, la separación entre las vigas también ofrece un medio preliminar razonable para estimar la carga relativa sobre las vigas. En otras palabras, se puede estimar que las vigas postensadas que están más separadas y, por lo tanto, soportan un mayor ancho de la losa del techo (es decir, su ancho tributario es mayor) soportan un peso mayor que las vigas postensadas menos separadas. Por lo tanto, la diferencia en la carga soportada por las vigas es proporcional a su espaciamiento. Es probable que esta relación entre el espaciamiento de las vigas y la carga varíe ligeramente debido a los equipos y los tanques (tinacos) en el techo, pero estas cargas son pequeñas en comparación con el peso de las losetas y los finos del techo, y son significativamente menores que las usadas por los expertos del gobierno, como se discutirá en breve.

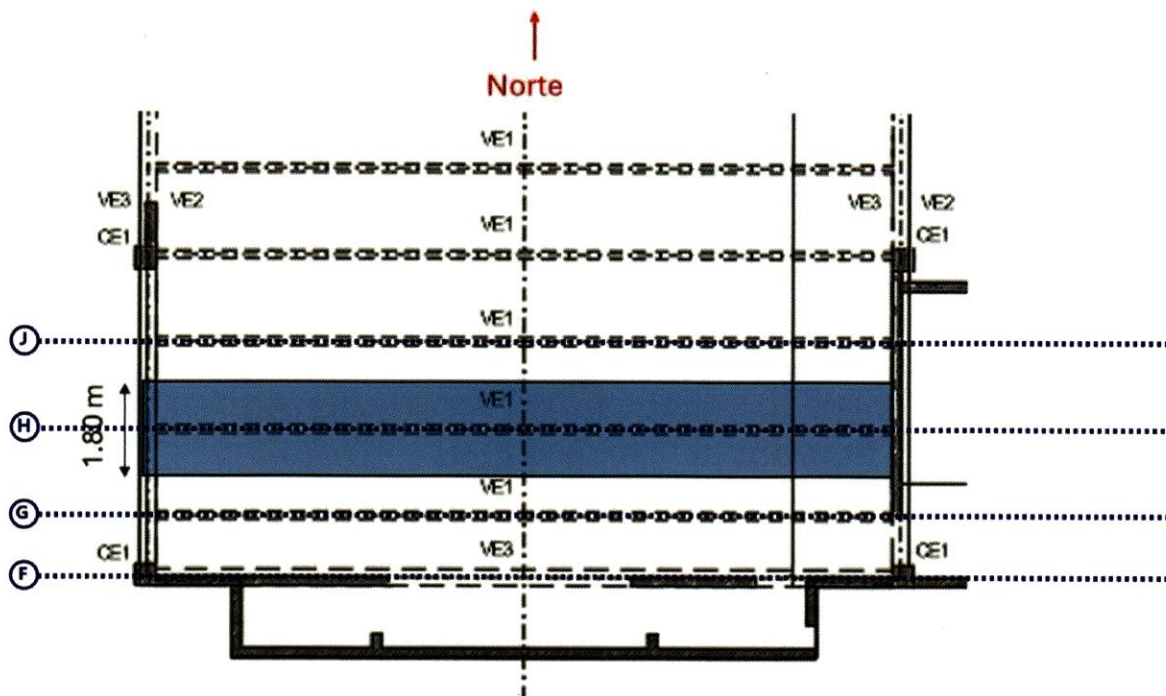


Figura 6. Ejes de la planta estructural del techo elaborada por ONESVIE superpuestos a la Imagen 41 del informe final del gobierno, lo cual define que el ancho tributario de la viga del eje H es de 1,8 metros.

Con esos antecedentes, nos remitimos a la Figura 6, que es una versión reproducida y anotada de la Imagen 41 del informe pericial del gobierno, y a la Figura 7 (B), una captura de pantalla anotada del modelo ETABS del gobierno. A partir del propio diagrama del gobierno en la Figura 6, queda claro que el ancho de la losa del techo apoyada en las vigas postensadas de los ejes H y J era, según la planta del techo de ONESVIE, de 1,8 metros. Sin embargo, el modelo ETABS desarrollado por los expertos del gobierno muestra que modelaron la estructura del techo de tal manera que las vigas a lo largo de los ejes H y J soportaban cada una un ancho tributario de 2,18 metros de techo (Figura 7). **Por lo tanto, su modelo computacional no coincide con las dimensiones establecidas en su propio informe, y asigna anchos tributarios excesivos a las dos vigas que supuestamente estaban más sobrecargadas, generando resultados inexactos.**

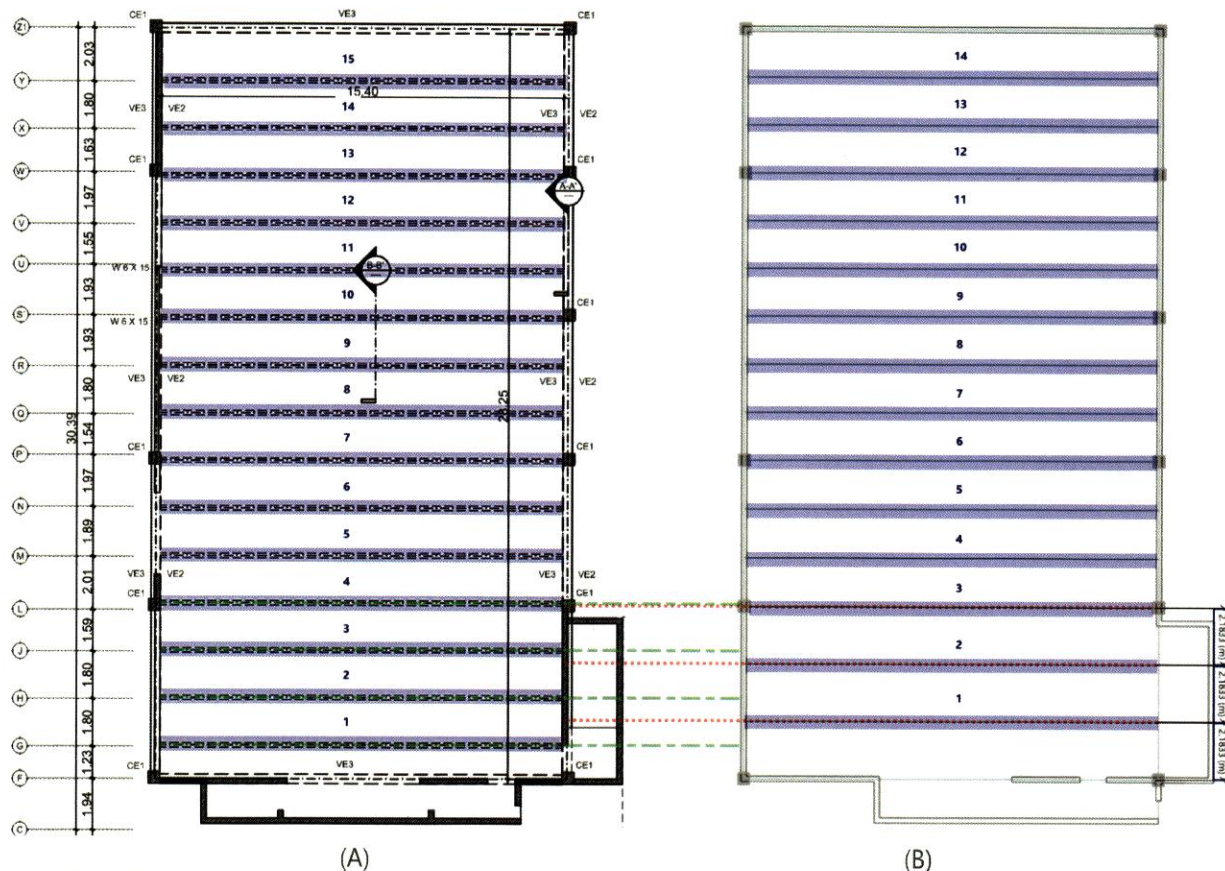


Figura 7. (A) Planta estructural del techo elaborada por ONESVIE, con anotaciones en azul para mostrar las 15 vigas transversales interiores postensadas (imagen de la izquierda), junto a (B) vista en planta del modelo ETABS del gobierno titulado «Modelo Caso Jet Set Club», con anotaciones en azul que muestran solo 14 vigas transversales interiores postensadas (imagen de la derecha). Anotaciones para demostrar la desalineación de las vigas se extienden desde las líneas centrales de las vigas en la planta estructural del techo (línea discontinua verde) y en la vista en planta del Modelo Caso Jet Set Club (línea punteada roja) para una comparación directa. Nótese que se agregaron anotaciones con el espaciamiento de las vigas del modelo ETABS.

Basándose únicamente en este error dimensional, el modelo computacional y el análisis sobreestimaron la carga soportada por las vigas en los ejes H y J en el instante en que se inició el fallo en aproximadamente un 20 por ciento ($2.18 \text{ m} \div 1.8 \text{ m} = 1.21$). **Esto neutraliza la relación demanda-capacidad reportada de 1.2, así como la conclusión de que estas vigas estaban significativamente sobrecargadas.** Si se ajusta la separación de las vigas a 1.8 m, se reducen las relaciones demanda-capacidad en las vigas de los ejes H y J a 1.0 o por debajo de 1.0, respectivamente.

Una diferencia en el número de vigas entre el modelo y la planta estructural del techo. El modelo y el análisis ETABS del gobierno tienen una viga postensada menos de las que, según ONESVIE, soportaban el techo. Específicamente, la imagen (A) de la Figura 7 (la imagen de la izquierda), que es una versión anotada de la planta estructural del techo proporcionada en el informe pericial y que fue adaptada de la Hoja LEV-03 de los planos de ONESVIE, muestra que había 15 vigas postensadas interiores que soportaban el techo principal de la discoteca. Una vista en planta del modelo ETABS del gobierno, sin modificaciones salvo la adición de numeración, muestra que solo se modelaron 14 vigas interiores post

ensadas (Figura 7 (B)). Probablemente este fue uno de los factores que contribuyó a que el modelo tuviera un ancho de losa tributaria incorrecto para las vigas postensadas en los ejes H y J.

2. Los expertos del gobierno no tuvieron en cuenta el diafragma estructural postensado en el centro del vano de las vigas en su análisis

Los diafragmas eran secciones rectangulares de concreto reforzado situadas entre las vigas postensadas, a las que conectaban físicamente entre sí. Una única línea de elementos de diafragma se encontraba en el centro del vano de las vigas postensadas, a lo largo del eje longitudinal de la cubierta principal. La Figura 8, una imagen de la renovación de 2015, muestra claramente el diafragma instalado perpendicularmente a las vigas postensadas. Los expertos del gobierno señalaron la presencia de un posible elemento metálico en la ubicación del diafragma en el centro del vano (véase la imagen 9 del informe final de los expertos del gobierno), pero no parecen haberse dado cuenta de que dicho elemento no era metálico, sino que, de hecho, se trataba de un elemento de concreto postensado. La Figura 9 es una imagen del patio de almacenamiento de escombros en La Feria Ganadera (en lo sucesivo, Sitio F), que muestra un segmento típico del diafragma ubicado en la mitad del vano que se identificó durante nuestra evaluación del sitio. Claramente estos diafragmas no son elementos metálicos, como describen los expertos del gobierno, sino que se trata de elementos de concreto reforzado en los cuales se observó que tenían un tendón de postensado sin lechada (*grout*) a media altura de su sección. Orificios correspondientes se observaron en el centro del vano de las vigas postensadas, aproximadamente a la mitad de la altura de las vigas, lo que indica que el tendón de postensado del diafragma se extendía de forma continua a través de las vigas, interconectando los segmentos del diafragma.

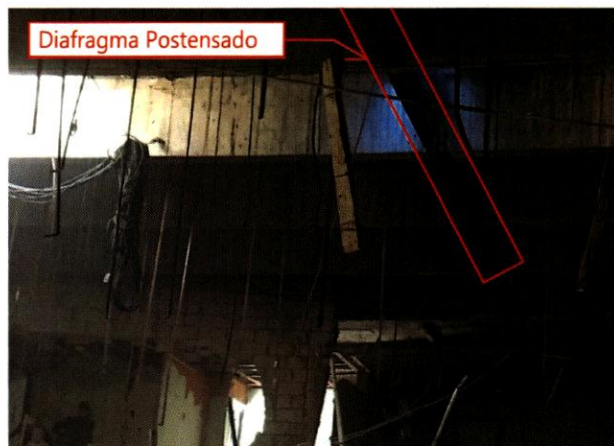


Figura 8. Imagen ampliada y aclarada de la renovación interior de 2015, con anotaciones para mostrar el diafragma de concreto postensado que se encuentra en el centro del vano.



Figura 9. Fotografía tomada por WJE del diafragma de concreto postensado identificado en el patio de almacenamiento.

Estos diafragmas estructurales efectivamente unen las vigas postensadas, lo que permite la redistribución de carga entre ellas. Sin los diafragmas, las vigas postensadas pueden deformarse de forma independiente. Por el contrario, el comportamiento estructural efectivamente integrado de vigas adyacentes, que resulta de la acción de los diafragmas, altera significativamente el comportamiento estructural global a medida que las vigas comienzan a flectarse y deformarse. Como se muestra en la Figura 10, una vez que una viga postensada se le aplica carga y comienza a deformarse, el postensado no adherido en el diafragma se elonga, lo que redistribuye las cargas a las vigas circundantes y limita la deformación.

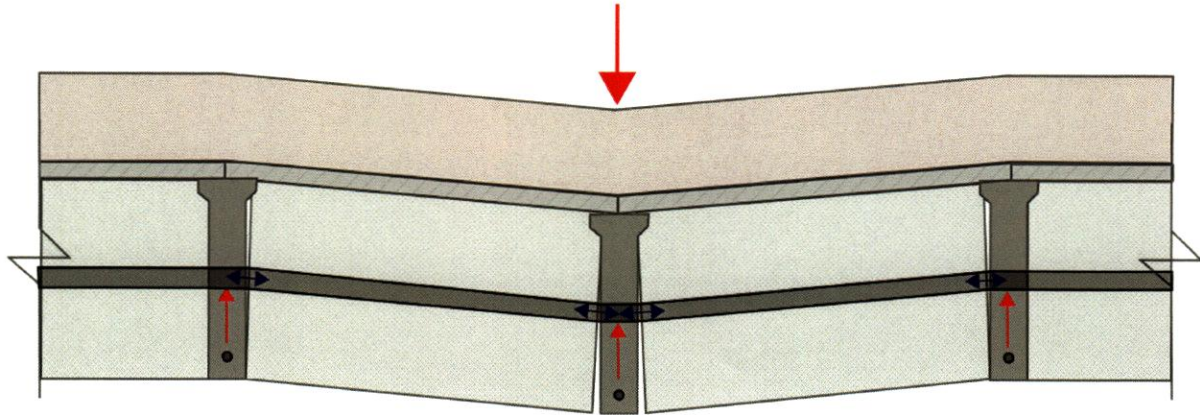


Figura 10. Esquema de distribución de carga amplificado que ilustra la redistribución de la carga resultante de los diafragmas postensados, demostrando que incluso cuando la carga se aplica a una sola viga (flecha roja hacia abajo), la deformación de esa viga generará tensión en el tendón de postensado no adherido (visualizada a través de las flechas azules), transfiriendo carga a las vigas adyacentes (flechas rojas hacia arriba).

Sin embargo, los expertos del gobierno no consideraron la función estructural del diafragma. El diafragma postensado no se menciona en el informe pericial del gobierno y fue omitido en todos los análisis de los expertos del gobierno (Figura 11, Figura 12 y Figura 13). Como resultado, en el análisis de los expertos del gobierno, las vigas postensadas individuales tenían total libertad para deformarse bajo carga sin ninguna redistribución a las vigas adyacentes. Sin embargo, debido a la acción del diafragma postensado, esta libertad no existía. Como resultado, los expertos del gobierno subestimaron la resistencia de la estructura del techo y concluyeron erróneamente que una viga postensada individual puede fallar en flexión sin capacidad para redistribuir una parte de su carga a las vigas adyacentes. Este error también los llevó a una explicación incorrecta del colapso progresivo, en la que dos vigas podrían fallar independientemente del resto, lo cual, considerando el diafragma y su capacidad de redistribuir carga, es imposible.

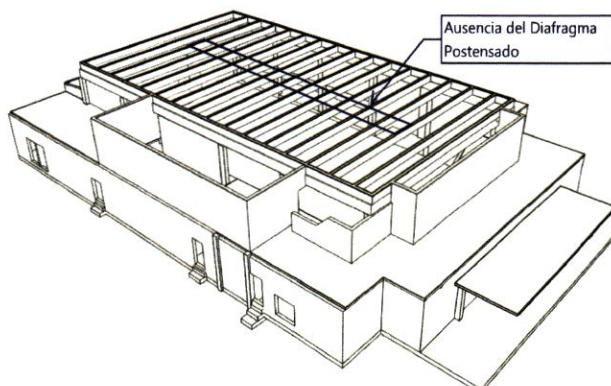


Figura 11. Dibujo isométrico de la hoja LEV-06 del conjunto de planos de ONESVIE, anotado para mostrar la ausencia del diafragma.

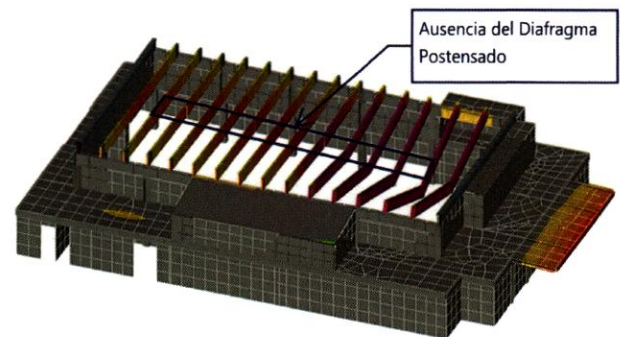


Figura 12. Imagen 42 del informe pericial del gobierno que muestra las deflexiones obtenidas de su modelo ETABS, anotada para mostrar la ausencia del diafragma.

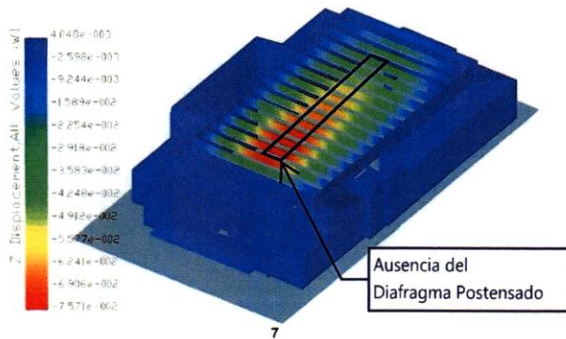


Figura 13. Imagen final de la Figura 7 del Apéndice 5 del informe de los expertos del gobierno (Onesvie Informe Evaluación Agosto 2025 - Análisis de Colapso del Edificio Jet Set – ELS v.10), anotada para mostrar la ausencia del diafragma.

3. El modelo estructural del gobierno sobreestimó la carga sobre las vigas en los ejes H y J correspondiente al peso de los tinacos y los finos, lo que a su vez sobreestimó la relación demanda-capacidad de estas vigas en un 20% adicional

Los expertos del gobierno emplearon ciertas cargas que excedían las que, según ONESVIE, estaban presentes en el momento del colapso. Por lo tanto, los expertos del gobierno plantearon relaciones demanda-capacidad que eran exageradas, y no solo por el error de espaciado de las vigas (ancho tributario) mencionado anteriormente. A continuación describimos las fuentes de esa sobrestimación con respecto a las cargas de los tinacos y los finos.

Tinacos. Los expertos del gobierno sobreestimaron el peso total de los tanques de agua en el techo en un factor de 5 y ubicaron incorrectamente gran parte de ese peso en su modelo de ETABS sobre las vigas en los ejes H y J. Para ilustrar la base factual de esto, inicialmente comparamos la Figura 14, que es una reproducción anotada de la Imagen 14 del informe final de los expertos del gobierno, con la Figura 15, que es una versión anotada de una imagen tomada por un dron obtenida por CNN². Aunque es muy granulada y difícil de leer, la Figura 14, que según el informe de los expertos del gobierno data del 6 de marzo de 2025 y es la imagen aérea más cercana a la fecha del colapso, muestra cuatro tanques de agua instalados en el extremo sur del techo principal de Jet Set. La Figura 15, aunque no tiene fecha, muestra claramente los cuatro tanques en aproximadamente la misma posición en que se encontraban el 6 de marzo de 2025. Dado que la imagen de CNN tiene una fidelidad sustancialmente mayor y muestra los componentes sobre el techo en la misma ubicación que en la imagen aérea más cercana a la fecha del colapso, podemos utilizarla para comparar la ubicación de los tinacos en el techo con las ubicaciones de los tinacos asumidas por los expertos del gobierno. Cabe señalar que el siguiente análisis se describe suponiendo que los planos de la ONESVIE son precisos y tiene por objeto mostrar las inconsistencias dentro del propio análisis de los expertos del gobierno. Sin embargo, incluso más allá de estas inconsistencias, hemos determinado que los planos de la ONESVIE son incorrectos, cuyas implicaciones se discuten más adelante en este informe.

² <https://www.youtube.com/watch?v=H5UgpxSc1A>



Figura 14. Imagen satelital (con fecha del 06-03-2025) adaptada de la Imagen 14 del informe final del Gobierno, con anotaciones para mostrar la ubicación de los tinacos.

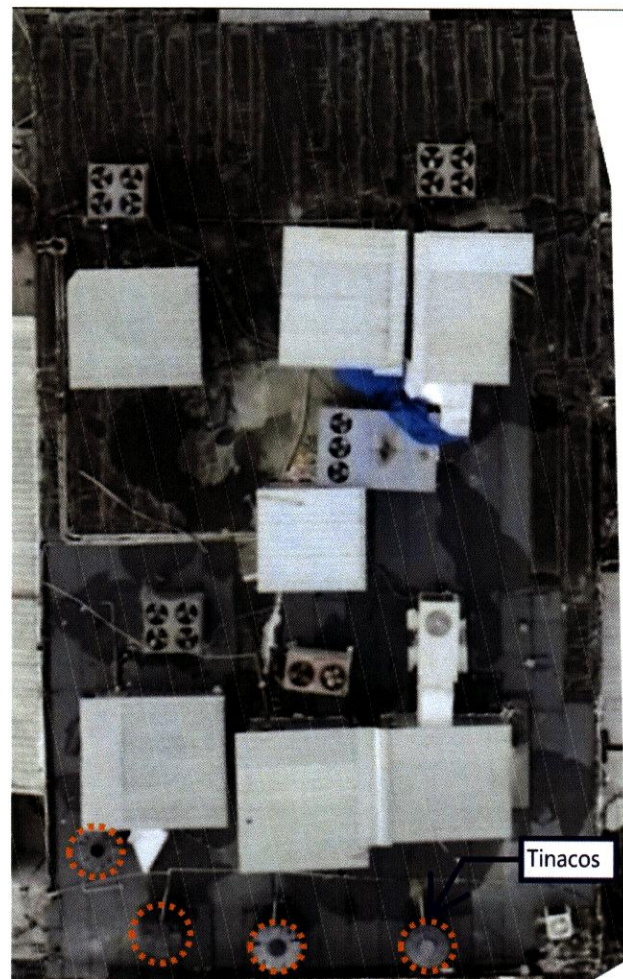


Figura 15. Imagen tomada con dron obtenida por CNN, anotada para mostrar la ubicación de los tinacos.

Inconsistencias entre la planta de carga y la realidad. La Figura 16 muestra también la parte sur de la imagen de CNN, pero con los ejes del techo proporcionados por ONESVIE superpuestos sobre ella, para permitir una comparación directa con la «planta» de carga del techo que se muestra en la Imagen 37 del informe final del gobierno. Como se puede ver en la imagen de la izquierda en la Figura 16, según los planos de ONESVIE que sirvieron de base para el análisis de los expertos del gobierno, tres de los tanques estaban apoyados en las vigas de los ejes F y G y difícilmente podrían haber cargado las vigas de los ejes H y J. El cuarto tanque, el que se encuentra más al oeste, está ubicado de tal manera que su carga se repartiría de manera bastante equitativa entre las vigas de los ejes H y J. En cambio, en la planta de carga del techo de los expertos del gobierno (imagen de la derecha en la Figura 16), las ubicaciones de los tanques se desplazaron hacia el noreste a una posición incorrecta. La mayor parte de la carga de los tres tanques ubicados al sur recaerá sobre la viga del eje G, sin que nada de ella recaiga sobre la viga del eje J, y el cuarto tanque está centrado directamente sobre la viga del eje H.

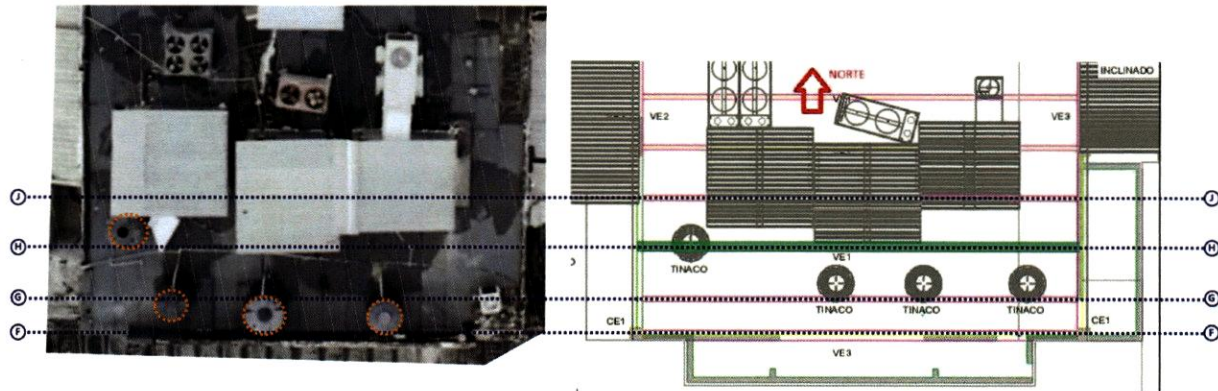


Figura 16. (A) Ejes reportados por ONESVIE superpuestos sobre el extremo sur de la imagen del techo de CNN (imagen de la izquierda) junto a (B) una versión adaptada de la Imagen 37 del informe final del gobierno (imagen de la derecha).

Inconsistencia adicional entre la realidad, la planta de carga y el modelo ETABS. La Figura 17 es similar a la Figura 16, pero superpone las ubicaciones de las vigas del modelo ETABS del gobierno sobre la imagen de CNN, en lugar de las ubicaciones de las vigas indicadas en los informes periciales del gobierno, lo que permite comparar la disposición de los tanques con respecto a las ubicaciones de las vigas en el modelo ETABS del gobierno con las ubicaciones de los tanques representadas en la «planta» de carga del gobierno. Como se discutió en el punto 1 y como se puede ver en la Figura 17, las ubicaciones de las vigas en el modelo ETABS se desvían claramente tanto del plano del techo de ONESVIE como de la planta de carga mostrada en la Imagen 37 del informe final del gobierno, lo cual es otra razón por la que el modelo ETABS sobreestimó la carga sobre las vigas en los ejes H y J. La Figura 17 muestra que la viga postensada en el eje J recibía solo una parte de la carga de un solo tanque, mientras que la viga en el eje H recibía solo la mitad de la carga de tres tanques. El modelo ETABS amplificó la carga sobre estas vigas en relación con las ubicaciones de las vigas en el modelo.

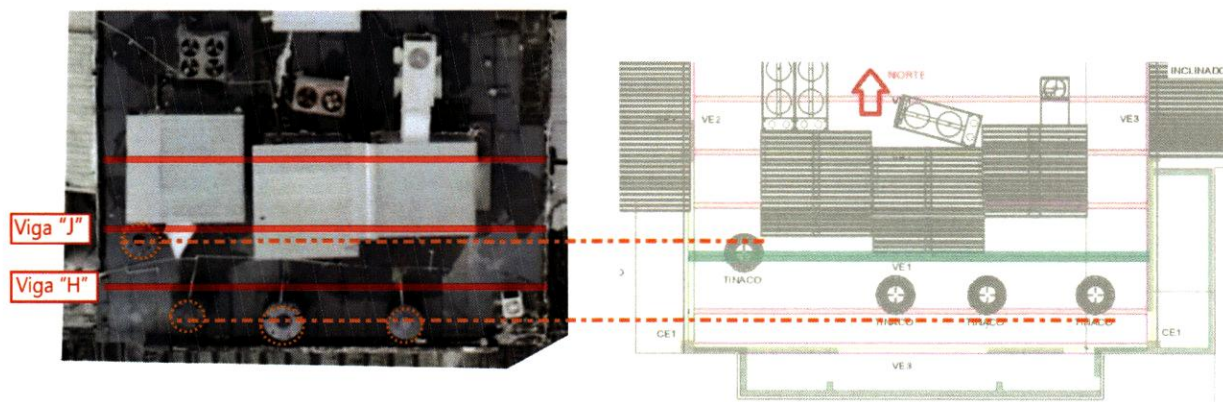


Figura 17. (A) Vigas (líneas rojas) del modelo ETABS del gobierno superpuestas sobre el extremo sur de la imagen del techo de CNN (imagen de la izquierda) junto a (B) una versión adaptada de la Imagen 37 del informe final del gobierno (imagen de la derecha). Líneas naranjas anotadas para mostrar las diferencias en la alineación de los tanques.

Los análisis en ETABS realizados por el gobierno no utilizaron en realidad la ubicación de los tanques que se muestra en la fotografía aérea del 6 de marzo de 2025, ni tampoco las ubicaciones que se muestran en el diagrama de carga incluido en su informe. Como se muestra en la Figura 18, los expertos del gobierno aplicaron una carga uniforme³ de 0.378 tonf/m² en todo el techo entre los ejes F y L, aplicando en total más de 39 tonf de carga al techo debido solo a los tanques de agua. Aproximadamente 26 tonf de esta carga se aplicaron uniformemente a las vigas en los ejes J y H, lo que equivale a aproximadamente 13 tonf en cada viga. Este es un error significativo, ya que los cálculos manuales del gobierno, que se reproducen parcialmente aquí en la Figura 19, indican que cada tanque pesaba solo 1.935 tonf, con un peso total de los cuatro tanques de 7.7 tonf, lo que representa solo una quinta parte de la carga que se aplicó al modelo ETABS.

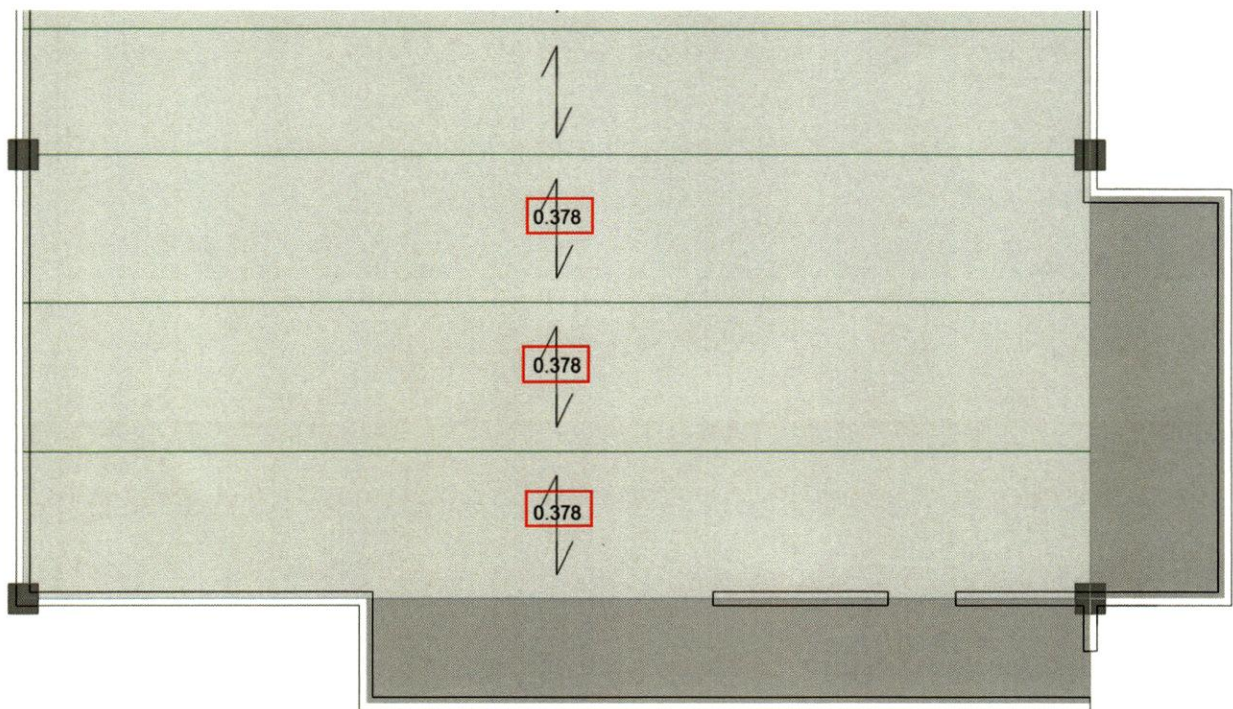


Figura 18. Captura de pantalla del modelo Caso Jet Set Club del gobierno, que muestra la carga aplicada de 0.378 tonf/m² (marcada en rojo para mayor énfasis) en el extremo sur del modelo.





³ Denominado aquí, 1 tonf = 1 tonnef. En otras palabras, 1 tonf = 1,000 kg.

$$\begin{aligned}
 A_{\text{equipos}} &= \frac{25.24}{2} && - 12.620 \text{ (m}^2 \text{ - Area de los equipos)} \\
 P_{\text{equipos}} &= 2.33182 + 0.15 && - 2.482 \text{ (tonf - Peso de los equipos mas peso de operación)} \\
 q_{\text{equipos}} &= \frac{P_{\text{equipos}}}{A_{\text{equipos}}} = \frac{2.482}{12.620} && - 0.197 \text{ (tonf/m}^2 \text{ - Carga distribuida de los equipos)} \\
 q_{\text{agua}} &= 1.500 \text{ (tonf/m}^2 \text{ - Carga distribuida del agua)} \\
 A_{\text{tinaco}} &= 1.290 \text{ (m}^2 \text{ - Area del tinaco)} \\
 P_{\text{tinaco}} &= q_{\text{agua}} \cdot A_{\text{tinaco}} = 1.500 \cdot 1.290 && - 1.935 \text{ (tonf - Peso del tinaco)} \\
 A_{\text{losa}} &= 15.85 \cdot 1.80 && - 28.530 \text{ (m}^2 \text{ - Area de la losa)} \\
 q_{\text{tinaco}} &= \frac{1 \cdot P_{\text{tinaco}}}{A_{\text{losa}}} = \frac{1 \cdot 1.935}{28.530} && - 0.271 \text{ (tonf/m}^2 \text{ - Carga distribuida del tinaco)} \\
 q_{\text{luminarias}} &= 0.120 \text{ (tonf/m}^2 \text{ - Carga distribuida de las luminarias y falso techo)}
 \end{aligned}$$

Figura 19. Reproducción de una sección de los cálculos manuales incluidos en el Apéndice 4 del informe final de los expertos del gobierno, con anotaciones que muestran el peso reportado de cada tanque como 1.935 tonf.

La sobreestimación considerable de la carga de los tanques en el modelo ETABS de los expertos del gobierno sugiere que las vigas en los ejes H y J soportaban cada una más peso que los cuatro tanques combinados. Esto a pesar de que, según la propia planta de carga del gobierno, la viga en el eje H soporta un máximo de 2.5 tanques, mientras que la viga en el eje J no soporta ningún tanque. El uso de las ubicaciones de los tanques en la planta de carga incluida en el propio informe de los expertos del gobierno, en lugar de las cargas y la geometría utilizadas en el modelo ETABS de los expertos del gobierno, reduce la demanda de flexión en las vigas de los ejes H y J en aproximadamente un 17 % y un 26 %, respectivamente. Las relaciones demanda-capacidad de las vigas en los ejes H y J se amplificaron por partida doble.

Finos. Además de los tanques de agua, otra parte significativa de la «sobrecarga» identificada por los expertos del gobierno se debe a las múltiples capas de finos que se aplicaron al techo sobre las losetas de concreto. Según entendemos del APÉNDICE 2 - EVALUACIÓN DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO del informe pericial del gobierno, ONESVIE extrajo dos núcleos de concreto del techo, que en conjunto contenían cuatro capas de finos y una capa de concreto de una loseta de techo. Cada capa de finos fue medida y luego pesada para calcular el peso unitario, como se muestra en la Figura 20. Según las mediciones de ONESVIE, el peso unitario promedio de los finos fue de 1.89 tonf por metro cúbico (tonf/m³).

	<p>Fino 1 (A) Peso: 379 gramos Diámetro: 69 mm Longitud: 69 mm</p>
	<p>Fino 2 Peso: 579 gramos Diámetro: 69 mm Longitud: 88 mm</p>
	<p>Fino 3 Peso: 622 gramos Diámetro: 69 mm Longitud: 70 mm</p>
	<p>Fino 1(B) Peso: 216 gramos Diámetro: 69 mm Longitud: 30 mm</p>

Peso Unitario

Fino 1 (A) - 1.46 tonf/m³

Fino 2 - 1.76 tonf/m³

Fino 3 - 2.38 tonf/m³

Fino 1 (B) - 1.93 tonf/m³

Promedio = 1.89 tonf/m³

Figura 20. Capturas de pantalla de las mediciones del peso unitario de finos incluidas en el APÉNDICE 2 - EVALUACIÓN DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO elaborado por ONESVIE. Se ha añadido texto en azul para mostrar el peso unitario calculado para cada muestra, así como el peso unitario promedio basado en la información proporcionada.

Los expertos del gobierno utilizaron un peso unitario mayor para los finos en sus cálculos manuales y en el modelo ETABS y sobreestimaron aún más las cargas aplicadas al techo. La Figura 21, extraída del APÉNDICE 4 - MEMORIA DE CÁLCULO VIGA VE1 MANUAL VS ETABS del informe pericial del gobierno, mues

tra que, en sus cálculos manuales, los expertos del gobierno utilizaron un peso unitario para los finos de 2.1 tonf/m³ en lugar del valor promedio calculado de 1.89 tonf/m³.

En los cálculos mostrados, se tiene en cuenta que los materiales como el concreto pesan 2.40 toneladas por metro cúbico y los finos 2.10 toneladas por metro cúbico, además se realizó un promedio de espesores para tener en cuenta la variación de los espesores de finos debido a la pendiente creada para la impermeabilización.

Figura 21. Un extracto de la Memoria de Cálculo de la Viga VE1 del gobierno, anotado para mostrar el peso unitario supuesto de los finos.

La diferencia tiene un impacto desproporcionado en la carga que actúa sobre toda la estructura. Esto se debe a que el peso total del fino es igual al volumen total de finos medido multiplicado por su peso unitario. Por lo tanto, al corregir los errores de los expertos del gobierno aplicando el peso unitario correcto de los finos, tal como lo determinó experimentalmente y reportó ONESVIE, se reduce la demanda en las vigas de los ejes H y J en aproximadamente un 5% en relación con el momento flector máximo reportado por el modelo ETABS del gobierno.

4. Los expertos del gobierno se basan en una falsa equivalencia para sustentar sus conclusiones

El informe final elaborado por los expertos del gobierno intenta destacar que sus hallazgos son confiables porque los diversos análisis computacionales y manuales empleados arrojaron resultados similares. Sin embargo, una comparación de estos análisis indica que emplean geometrías, supuestos de carga, propiedades de los materiales y definiciones de la capacidad de la sección transversal sustancialmente diferentes. Dado que estas diferencias afectan a la respuesta estructural, la coincidencia numérica entre los resultados no establece, por sí sola, una equivalencia analítica.

El informe final de los expertos del gobierno hace referencia a tres tipos diferentes de análisis estructurales: un modelo tridimensional de ETABS, una serie de cálculos manuales realizados para verificar el modelo de ETABS y un análisis de colapso progresivo realizado con el software Extreme Loading for Structures, al que en este documento se hace referencia como el análisis ELS. Los detalles sobre estos análisis se proporcionaron en los Apéndices 4 y 5 del informe final. El Apéndice 4, que proporciona información sobre el análisis ETABS y los cálculos manuales, es relativamente detallado, lo que permitió comparar en detalle sus supuestos de entrada, geometrías y cargas. Por el contrario, el Apéndice 5, que es un informe de agosto de 2025 de ONESVIE titulado «Análisis de Colapso del Edificio Jet Set – ELS v.10», describe el análisis ELS de una manera narrativa muy general, no incluye información geométrica o de entrada más allá de las propiedades de los materiales, y no es lo suficientemente detallado como para permitir una comparación rigurosa con los otros enfoques de ingeniería adoptados.

Inconsistencias entre el análisis ELS y el análisis ETABS. Cabe señalar que el informe pericial del gobierno ofrece información muy limitada sobre el modelo ELS. La única información sobre los parámetros de entrada que se proporciona consiste en curvas constitutivas que definen las propiedades mecánicas del concreto, el acero de refuerzo y los alambres de postensado que componen el tendón de postensado. Los únicos «resultados» que el equipo del gobierno proporcionó de su análisis de colapso (ELS) consistieron en capturas de pantalla de las deflexiones y dos videos animados que mostraban la

progresión estimada del colapso, junto con algunas imágenes tomadas de esa animación. Dado que no se proporcionaron los datos de entrada, no hay oportunidad de evaluar de forma independiente la validez de los datos introducidos en el análisis ni su integridad desde el punto de vista de la ingeniería.

Finalmente se debilitaron los elementos previamente determinados como detonantes de forma consistente con el deterioro a largo plazo de este tipo de elementos bajo las cargas impuestas y en aumento, a través del tiempo y se analizaron los resultados provistos por el programa. Los mismos consistían en la secuencia de colapso de la estructura, así como la forma colapsada de la misma. Estos resultados se comparan con el levantamiento visual del estado colapsado del edificio Jet Set Club.

Figura 22. Extracto de la página 9 del documento del gobierno Análisis de Colapso del Edificio Jet Set - ELS v.10:

Como se puede observar en la Figura 22, al describir su análisis ELS, ONESVIE señala específicamente que los elementos identificados previamente como detonantes el colapso fueron debilitados, de forma consistente con el deterioro a largo plazo. En el informe pericial final del gobierno se utiliza un lenguaje casi idéntico. Por el contrario, en el análisis ETABS del gobierno no se aplica ninguna reducción por el debilitamiento de ningún elemento debido al deterioro a largo plazo, y tampoco se realiza ni se alude a tal reducción en sus cálculos manuales. La asimetría entre sus cálculos manuales y su análisis ETABS, por un lado, y el análisis ELS, por otro, es, por lo tanto, bastante clara. Si estos análisis llegaron a los mismos resultados, es únicamente porque el análisis ELS tuvo que ser modificado mediante un debilitamiento previo que no se incorporó en ninguno de los otros dos enfoques, cuya verificación proporcionamos a continuación.

En el contexto de una investigación de ingeniería multifacética destinada a identificar la causa de un colapso, es impropio concluir que el análisis ETABS, los cálculos manuales y el análisis ELS se verifican mutuamente cuando presuponen condiciones previas diferentes y contrastantes, tales como el pre-debilitamiento de un elemento estructural en un análisis mientras que en los otros análisis se modela como intacto.

Es fundamental señalar que la afirmación que citamos anteriormente sobre el deterioro a largo plazo modelado en el análisis ELS no solo revela una inconsistencia importante entre los diversos análisis del gobierno, sino que también contradice los hallazgos reportados de su inspección de los escombros del colapso. Esto es así porque el informe pericial final del gobierno no identifica, de hecho, ni un solo material o componente cuyo estado de deterioro haya provocado o influido en el colapso, y nunca cuantifica en qué medida se debilitó algún elemento debido al deterioro.

4.2.2. Acero de Refuerzo.

Acero de columnas, vigas y cables de postensado (Tendones).

Las condiciones físicas del acero de refuerzo de la estructura se encontraban en buen estado para ser una edificación de más de 50 años de edificada y estar ubicada a unos 750.00 metros del borde del mar. A esta distancia es de esperar una influencia alta del rocío marítimo cargado de sales que no tuvo influencia en la oxidación del acero de la estructura debido a un buen recubrimiento de concreto acero.

La oxidación evidenciada no representa una reducción en la capacidad de resistencia de los elementos estructurales (ver imagen 34, imagen 35 e imagen 36).

Figura 23. Extracto de la página 48 del informe pericial final del gobierno, en el que se señala la ausencia de deterioro en el acero de refuerzo y los alambres de postensado.

Específicamente, la Figura 23, es un extracto del informe pericial final del gobierno que aborda el estado del acero de refuerzo en las columnas y vigas, y los alambres de postensado, tal como se observó durante la investigación. Dicho extracto afirma que, para un edificio de más de 50 años, estos materiales se encontraban en buen estado y que el aire cargado de sal no había provocado oxidación debido a la presencia de un buen recubrimiento de concreto. El informe opina específicamente que la corrosión observada no redujo la capacidad de los elementos estructurales.

La implicación de la información descrita anteriormente es que en el análisis ELS, a los elementos identificados como detonantes del colapso se les asignan propiedades de resistencia reducidas antes de ejecutar la simulación del colapso. Por el contrario, ni el análisis de ETABS ni los cálculos manuales incluyen parámetros que representen una reducción de resistencia debida al deterioro. Estas diferencias en las condiciones analíticas previas resultan notables cuando se consideran junto con las observaciones de campo recogidas en el informe final del gobierno, las cuales indican que no existe una reducción cuantificada en la capacidad de los tendones o del acero de refuerzo que sea atribuible al deterioro.

Propiedades de los materiales inconsistentes. Las propiedades mecánicas de los materiales que componen una estructura son parámetros clave que definen el comportamiento de las estructuras cuando se someten a cargas. Estas propiedades también son especialmente importantes para la identificación adecuada del punto de inicio de fallas, así como de las secuencias de falla. En el caso de Jet Set, donde los elementos estructurales principales bajo escrutinio son vigas de concreto postensado, como las de los ejes H y J, es de vital importancia definir adecuadamente las propiedades mecánicas de los alambres de postensado. Estas propiedades incluyen la resistencia del tendón de acero y el grado en que este puede estirarse antes de romperse, es decir, su elongación, cuando se somete a carga. Cabe destacar que, dado que ONESVIE realizó pruebas de laboratorio de las propiedades mecánicas de los alambres de postensado en las vigas del techo de Jet Set como parte de su investigación, se conocen las propiedades mecánicas del tendón. Los expertos del gobierno utilizaron en su análisis ELS propiedades mecánicas que son diferentes de las determinadas por sus pruebas de laboratorio de las muestras de cable de tendón postensado extraídas del sitio.

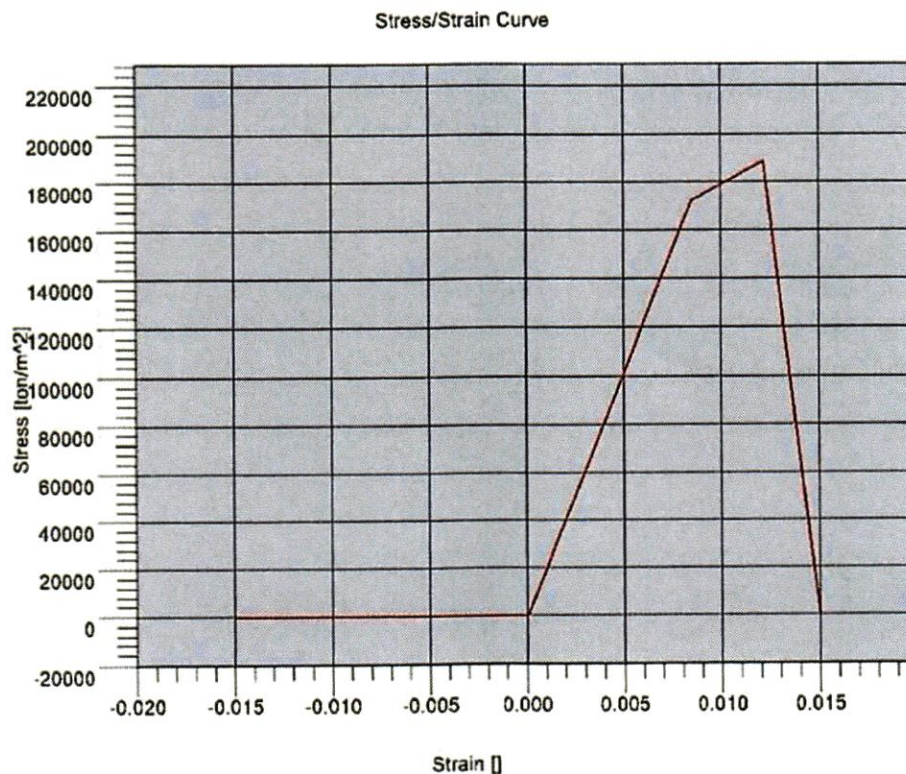


Figura 4. Curva Constitutiva del Acero de tendones postensados utilizada – A416Gr250.

Figura 24. Una reproducción de la Figura 4 del Apéndice 5 del informe de los expertos del gobierno (Análisis de Colapso del Edificio Jet Set – ELS v.10), que muestra las propiedades mecánicas del tendón de postensado utilizadas para el modelo ELS.

La Figura 24 reproduce las propiedades mecánicas del tendón utilizadas en el análisis ELS según el informe de ONESVIE, «Análisis de Colapso del Edificio Jet Set – ELS v.10», que describe el análisis ELS. Esta figura muestra que cuando un cable de postensado se estira hasta una deformación unitaria de aproximadamente el 1.2 por ciento, la carga que el cable puede soportar comienza a disminuir, y que cuando el cable alcanza una deformación del 1.5 por ciento, ya no puede soportar ninguna carga en absoluto —presumiblemente porque se rompe. Estas propiedades mecánicas contrastan con las determinadas por las propias pruebas del gobierno de los alambres de postensado.

La hoja de datos de las pruebas del gobierno del cable de postensado P#10, que corresponde a los datos experimentales en la Imagen 17 del informe pericial final del gobierno, se presenta aquí en la Figura 25. En la figura, los datos tabulados a la derecha del gráfico contienen la información clave: el cable de tendón se estiró hasta una deformación del 4.58 por ciento, tres veces el límite utilizado en el análisis ELS del gobierno.

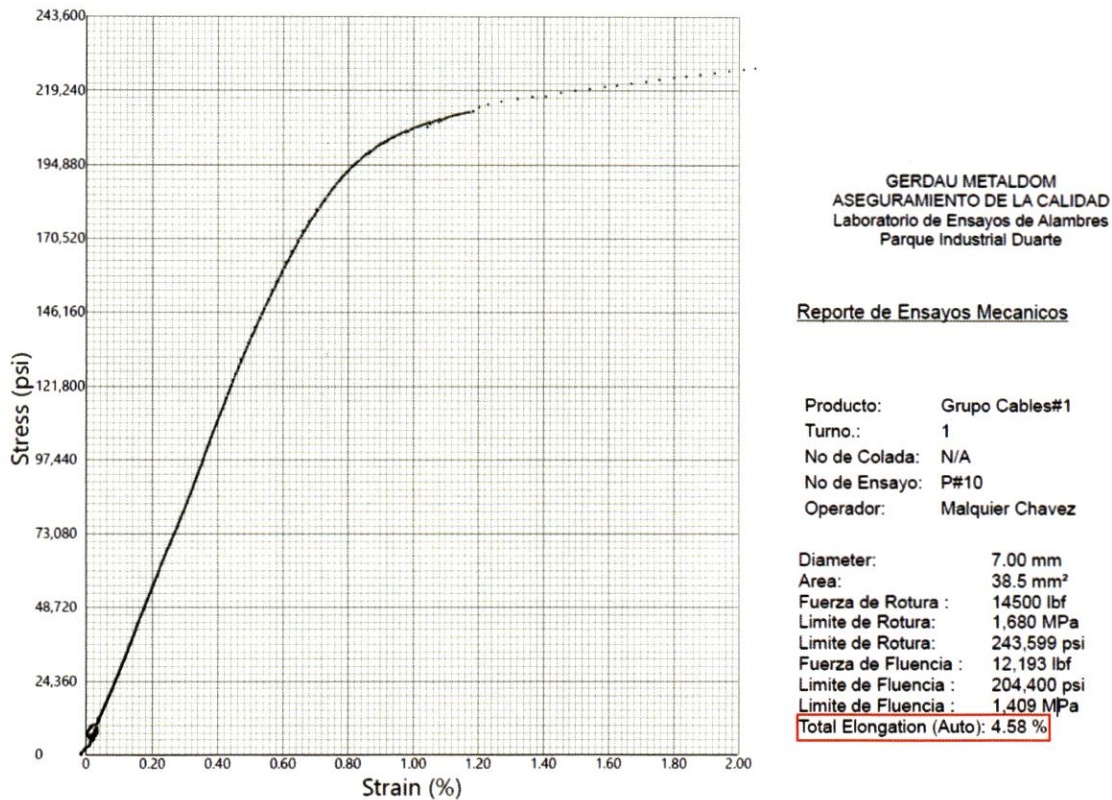


Figura 25. Reproducción anotada (recuadro rojo) de la curva esfuerzo-deformación obtenida en la prueba de laboratorio realizada por el gobierno para el alambre de postensado P#10, incluida en el ANEXO 7 - ENSAYO DE METALDOM S.A. El recuadro rojo destaca la elongación total del 4.58 por ciento, aunque la curva está truncada y no alcanza este valor.

Doce alambres de postensado fueron probados y en la Figura 26 los datos de estos ensayos se grafican y se superponen sobre una recreación de la curva esfuerzo-deformación utilizada en el modelo ELS, pero dibujada a una escala diferente a la de la Figura 24. Dado que los gráficos con los datos de los ensayos estaban truncados, extendimos sus gráficos hasta los puntos finales de los ensayos indicados en los datos tabulados de cada hoja de datos de ensayo. Como se puede ver en la Figura 26, la elongación total alcanzadas por casi todos los alambres de postensado probados fue incluso superior al 4.58 % alcanzado en la prueba número P#10. Las diferencias entre la curva utilizada en el modelo ELS y los resultados de las pruebas son marcadas en lo que respecta a la cantidad de estiramiento que puede ocurrir antes de la falla. A partir de estas curvas, el análisis de colapso ELS utilizó propiedades que representaban al tendón como mucho menos capaz de estirarse antes de romperse de lo que demostraron las pruebas.

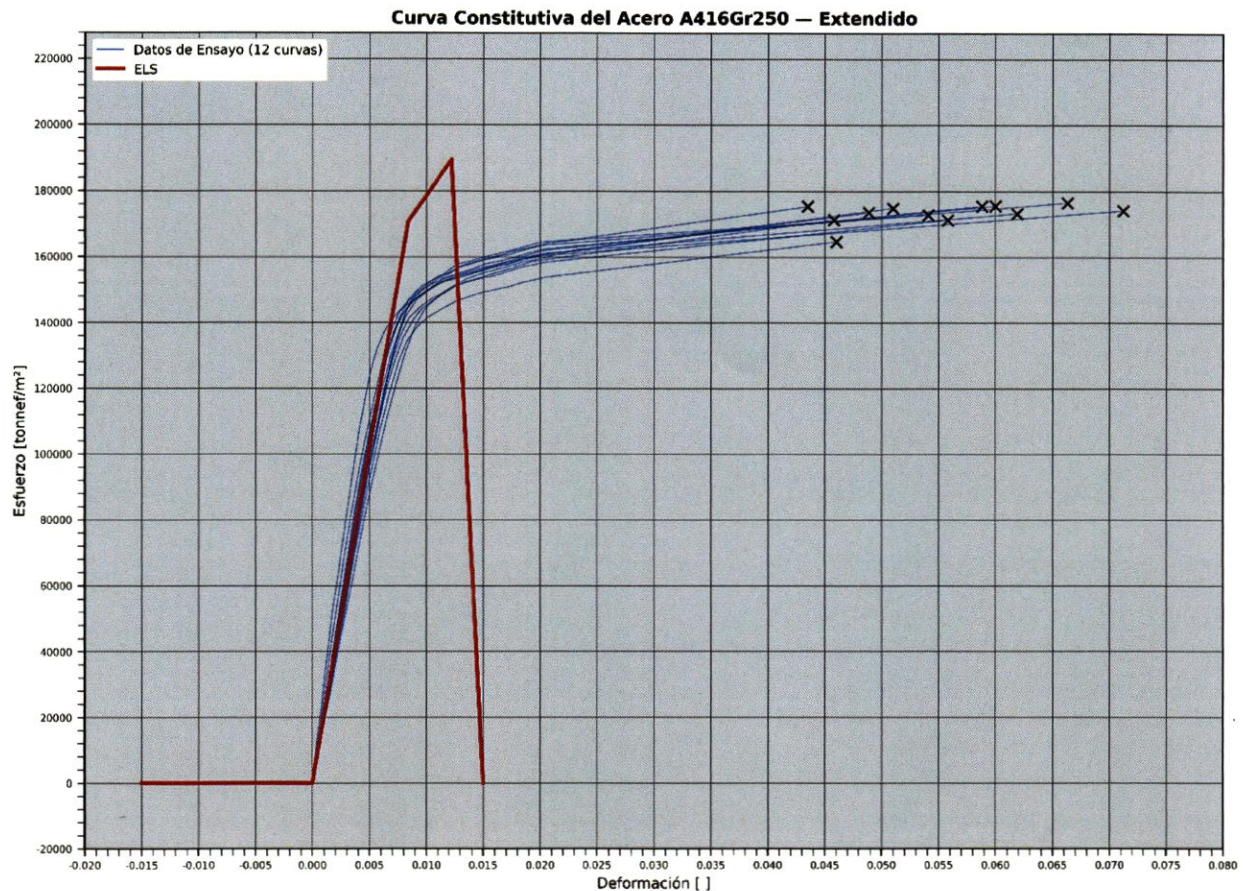


Figura 26. Una recreación de la Figura 4 del Apéndice 5 del informe final del gobierno. La línea roja representa la relación constitutiva del tendón de postensado asumida en el modelo ELS. Las líneas azules representan los datos de pruebas experimentales de los alambres de postensado derivados del ANEXO 7 - ENSAYO DE METALDOM S.A.

Inconsistencias entre los cálculos manuales y el análisis ETABS. Existen diferencias en la forma como el modelo ETABS y los cálculos manuales definen la estructura del techo, las propiedades de los materiales y la carga. A continuación, presentamos una selección de las principales diferencias entre el análisis ETABS y los cálculos manuales, que ilustran diferencias en las geometrías, las cargas aplicadas y las capacidades seccionales utilizadas como datos de entrada para estos análisis. Dado que estas diferencias influyen en los resultados, los cálculos manuales no han verificado el análisis ETABS. Teniendo en cuenta sus diferencias, las comparaciones entre estos análisis muestran que los cálculos manuales y el análisis de ETABS habrían generado resultados totalmente diferentes si sus datos de entrada hubieran sido equivalentes.

En la lista que se presenta a continuación, dado que algunos puntos se refieren a conceptos de ingeniería muy técnicos y difíciles de describir, solo se mencionan brevemente aquí. En los casos en que las inconsistencias pertinentes pueden mostrarse gráficamente, mediante ilustraciones o haciendo referencia a partes específicas de los cálculos y análisis, hemos incluido dicha información aquí.

- **Ancho tributario:** El modelo ETABS del gobierno usó un ancho tributario incorrecto de 2.18 m para las vigas de los ejes H y J. En sus cálculos manuales los expertos del gobierno utilizaron el ancho tributario correcto de 1.8 m para determinar las cargas sobre las vigas postensadas en

los ejes J y H (Figura 27). Por lo tanto, solo basado en esto, no es razonable utilizar los resultados del análisis ETABS para validar los cálculos manuales, o viceversa.

Cuantificación de Cargas

Parámetros	
$A_g = \frac{1673.75}{10000}$	– 0.167 (m ² - Área de la sección Transversal)
$I_y = \frac{1244310.36}{100000000}$	– 0.012 (m ⁴ - Momento de inercia de la sección Transversal)
<u>$s = 1.800$</u> (m - Ancho tributario)	
$L = 15.850$ (m - Longitud de la viga)	
$E_c = 15100 \cdot \sqrt{395.475} \cdot 10$	– 3002869.540 (tonf/m ² - Módulo de elasticidad del concreto)

Figura 27. Captura de pantalla de los cálculos manuales incluidos como parte del Apéndice 4 del informe pericial del gobierno. El ancho tributario de 1.8 m utilizado en los cálculos aparece subrayado en rojo.

- **Resistencia a fluencia del acero dulce:** Los cálculos manuales del Apéndice 4 del informe pericial del gobierno utilizan un valor de 3,688 kgf/cm² (Figura 28) para representar la resistencia a fluencia del acero de refuerzo dulce, mientras que en ETABS se utiliza un valor de 4,218 kgf/cm² (Figura 29). Esto representa una diferencia del 14 por ciento en la resistencia del material.

A continuación, se muestran los resultados de los cálculos manuales

Momento Nominal de la Viga Transversal (VE1) para El Máximo Valor de Esfuerzo de Fluencia de Tensión

$f_p = 17570.280$ (kgf/cm ² - Resistencia última del tendón)
<u>$f_y = 3687.763$ (kgf/cm² - Resistencia a fluencia del acero)</u>
$f_c = 395.475$ (kgf/cm ² - Resistencia a compresión del concreto)
$A_{gs} = 0.710$ (cm ² - Área de la barra de refuerzo)
$A_{sp} = 4.618$ (cm ² - Área de la barra de pretensado)
$b_f = 27$ (cm - Ancho de la viga)
$r = 4$ (cm - Recubrimiento foudo de viga)
$\rho_p = 0.003$

Figura 28. Captura de pantalla de los cálculos manuales incluidos como parte del Apéndice 4 del informe pericial del gobierno. En los cálculos manuales se utilizó una resistencia a fluencia del acero dulce de aproximadamente 3688 kgf/cm² (subrayado en rojo).

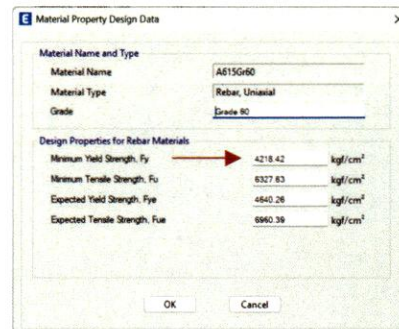


Figura 29. Captura de pantalla de propiedades de materiales del modelo ETABS incluido como parte del Apéndice 4 del informe pericial del gobierno. En el modelo ETABS se utilizó una resistencia a fluencia del acero dulce de aproximadamente 4218 kgf/cm² (flecha roja).

- **Peso de luminarias, tinacos y finos:** En los cálculos manuales, las contribuciones de las luminarias suspendidas del techo y de los tanques de agua y los finos presentes en el techo del edificio en el momento del colapso se detallan como 0.12 tonf/m² para las luminarias, 0.27 tonf/m² para los tinacos y 0.68 tonf/m² para los finos, y se considera que se distribuyen sobre el ancho tributario de las vigas postensadas. Además de que el peso de las luminarias se sobreestimó significativamente, en su propio modelo ETABS las cargas son diferentes. Según nuestra revisión del modelo, los pesos de las luminarias, los tinacos y los finos se representaron en el modelo ETABS mediante dos cargas distribuidas con magnitudes de 0.38

tonf/m² y 0.73 tonf/m². Por lo tanto, el modelo ETABS utilizó una carga distribuida superior a la utilizada en los cálculos manuales.

- **Peso de la losa:** El peso de la losa de concreto (es decir, las losetas del techo) en los cálculos manuales se asumió igual a 0.072 tonf/m², lo cual es un 20% mayor que el valor de 0.06 tonf/m² utilizado en el modelo ETABS.
- **Ubicación y pesos de los equipos en el techo:** En el modelo ETABS, la carga de los equipos se aplica a las vigas en diez áreas de forma rectangular. Estas diez áreas en el modelo ETABS corresponden aproximadamente a las ubicaciones donde existen casetas o equipos en las imágenes aéreas del techo producidas por CNN. Para las vigas a lo largo de los ejes H y J en el modelo ETABS, la carga de los equipos que se estima que soportan las vigas no supera las 0.1 tonf. Sin embargo, en los cálculos manuales, se supone que las vigas de los ejes H y J soportan una carga total de equipos de 2.5 tonf, lo cual es 25 veces mayor que la carga de los equipos mostrada en el modelo ETABS.

En los cálculos manuales, se aplicó la presión efectiva de los equipos igual al peso total de los equipos dividido por el área de la base de los equipos, y luego se aplicó esta presión sobre todo el ancho tributario de la viga en lugar de la base de los equipos asumida. Este error duplicó con creces la carga total de equipos utilizada en los cálculos manuales.

- **Tendón de postensado adherido vs. no adherido:** Los cálculos manuales para cuantificar la resistencia de las vigas postensadas se realizaron suponiendo que el tendón de postensado de la viga es "no adherido". Para simplificar, esto significa que los cálculos manuales asumen que no hay lechada que rellene los espacios vacíos dentro del ducto del tendón de postensado. Sin embargo, en el modelo ETABS, la capacidad de la viga se establece utilizando «análisis de momento-curvatura», un cálculo que asume de manera inherente que los alambres del tendón están perfectamente adheridos. Es decir, hay lechada en el ducto del tendón de postensado. Esto por sí solo constituye una discrepancia importante que invalidaría cualquier comparación entre el análisis de ETABS y los cálculos manuales. Además, los expertos del gobierno realizaron el cálculo manual de forma incorrecta. En los cálculos manuales, el esfuerzo en el tendón utilizado para establecer la capacidad máxima de la viga (aproximadamente 19,600 kgf/cm²) es mucho mayor que el esfuerzo utilizado en el análisis de ETABS (aproximadamente 15,200 kgf/cm²) y el esfuerzo de ruptura último medido de los alambres del tendón (aproximadamente 17,600 kgf/cm²). No es posible alcanzar un esfuerzo en el tendón de postensado que sea mayor que el esfuerzo de ruptura último determinado mediante pruebas de laboratorio, pero eso es precisamente lo que asumen los cálculos manuales (véase la Figura 30).

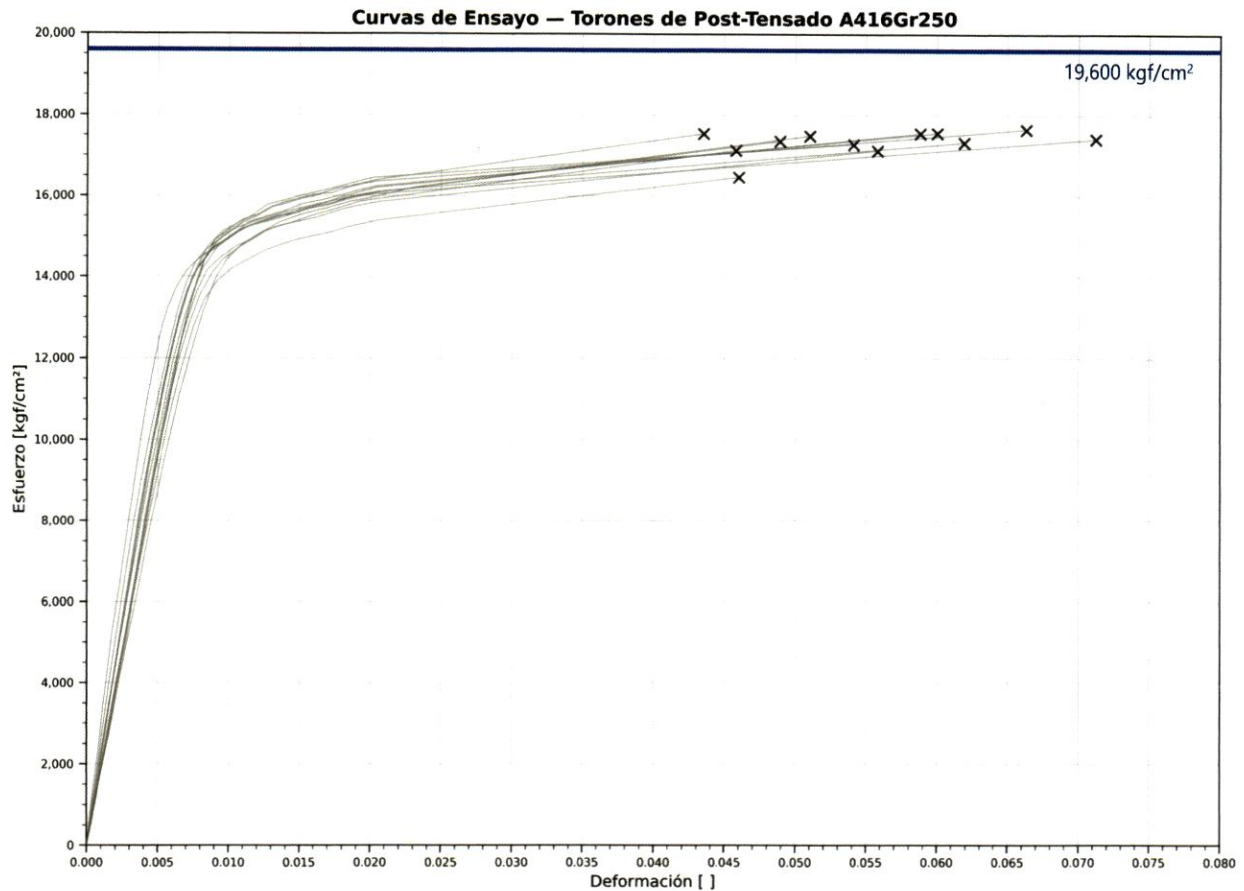


Figura 30. Curvas esfuerzo-deformación compiladas que muestran los resultados de las pruebas de las 12 muestras de alambres de postensado evaluadas por ONESVIE. A modo de comparación, una línea azul horizontal indica el esfuerzo en los tendones reportado en los cálculos manuales del gobierno, el cual excede ampliamente la capacidad de los tendones.

Carga axial arbitraria: En el análisis de ETABS, la capacidad a flexión de las vigas postensadas se calcula utilizando análisis de momento-curvatura para dos condiciones: una en la que no hay carga axial neta actuando sobre la sección transversal de la viga y otra en la que se supone que actúa sobre la sección transversal de la viga una carga axial neta correspondiente a aproximadamente el 60% de la resistencia a tracción última del tendón. Que el tendón esté ejerciendo una fuerza axial neta de compresión cuando se alcanza la resistencia última de la viga no está respaldado por ninguna publicación técnica en el área de la ingeniería estructural. Si se utiliza la condición en la que se supone que no actúa ninguna carga axial neta sobre la sección transversal de la viga como medida de la capacidad a flexión de la viga estimada con ETABS, el valor resultante de aproximadamente 65 tonf-m es aproximadamente un 14% menor que el valor estimado mediante cálculos manuales (de aproximadamente 75 tonf-m).

5. Los expertos del gobierno se basaron en el análisis estructural y llegaron a conclusiones que son inconsistentes con la evidencia física

Cuando se examinan en el contexto de la evidencia, las conclusiones de los expertos del gobierno son inconsistentes con la evidencia física.

Relación demanda-capacidad de 1.2. Los ingenieros estructurales suelen utilizar el término relación demanda-capacidad para relacionar la carga que soportan los elementos estructurales con su capacidad para soportar dicha carga, es decir, su resistencia. Las relaciones demanda-capacidad superiores a 1.0 indican que las cargas sobre un elemento estructural son mayores de lo que ese elemento es capaz de soportar. En el contexto de una investigación de falla que involucre un elemento estructural existente, una relación demanda-capacidad de 1.0 significa que la carga sobre ese elemento es igual a la capacidad de ese elemento para soportar la carga, lo cual indica que el elemento no puede soportar más carga de la que ya está soportando sin fallar. Por lo tanto, aunque se puedan calcular relaciones demanda-capacidad superiores a 1.0, desde el punto de vista físico, son ficticias. El análisis de los expertos del gobierno concluyó que las cargas que realmente soportaban dos de las vigas pretensadas en el momento del colapso hicieron que sus relaciones demanda-capacidad fueran de 1.2, lo cual no era posible.

Los expertos del gobierno informaron que las vigas postensadas en los ejes H y J soportaban cargas que eran un 20 por ciento superiores a su capacidad. Este hallazgo desafía un principio fundamental de la ingeniería: si una viga, por ejemplo, tiene la capacidad de soportar 10 tonf de carga, entonces, por definición, no puede soportar 12 tonf. No podemos conciliar la relación reportada demanda-capacidad de 1.2.

Factor de tiempo relacionado con la adición de carga. Al enterarnos de que los expertos del gobierno reportaron una relación demanda-capacidad alta de 1.2, revisamos su modelo ETABS y otros datos para comprender los principales contribuyentes a la carga existente al momento del colapso. A través de esta revisión, determinamos que, en el propio análisis del gobierno, aproximadamente el 44 % de la carga total sobre las vigas postensadas proviene del fino.

Basándonos en la documentación de mantenimiento disponible, podemos determinar que solo hubo dos ocasiones en las que se añadió una cantidad significativa de fino al techo, las cuales corresponden a los proyectos de renovación del techo realizados en 2017 y 2021 (véase **el Anexo B**). Estas dos adiciones parecen corresponder solo a 2 de las 4 capas identificadas en el informe de los expertos del gobierno y representadas como capas T y A, tal como se indica en la Figura 31.

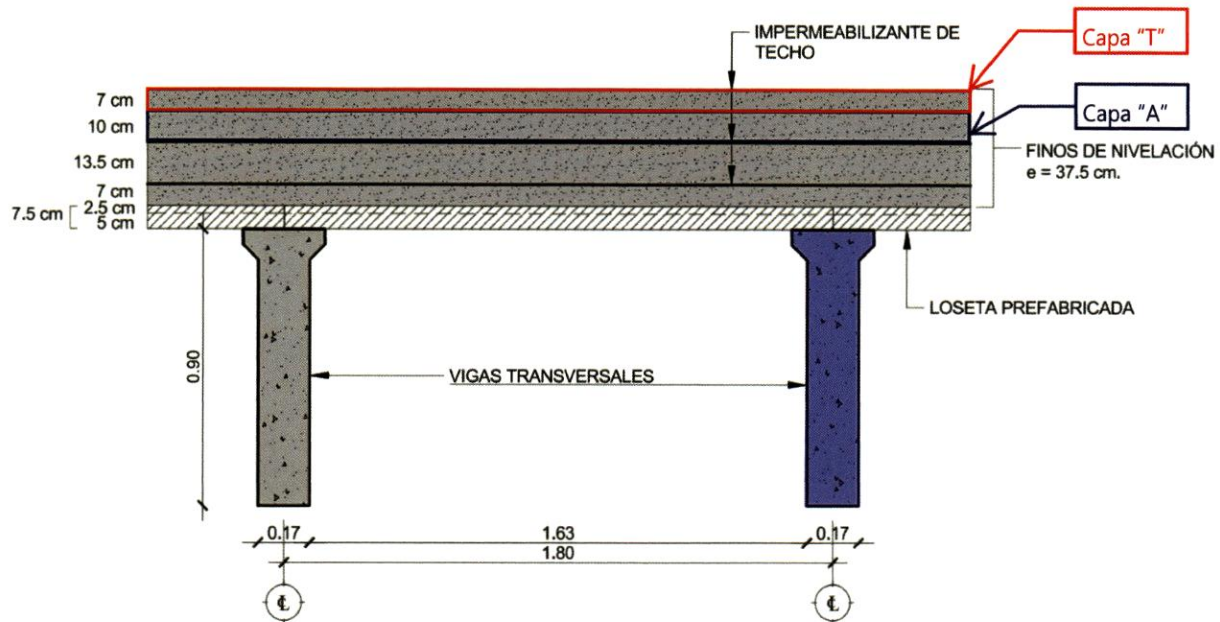


Figura 31. Una reproducción anotada de la Imagen 11 del informe final del gobierno, que muestra la Capa T (añadida en 2021) y la Capa A (añadida en 2017).

La revisión de la documentación de mantenimiento indica que la última vez que se añadió una carga potencialmente significativa al techo fue en 2021, cuando se agregó la Capa T de fino. Cabe destacar que la capa superior era delgada en comparación con algunas de las capas inferiores de fino y representaba solo el 8 % de la carga existente. Antes de 2021, la única otra adición notable de carga al techo fue en 2017, cuando se añadió la Capa A de fino, que representa el 11 % de la carga que actúa sobre la estructura. Tenemos entendido que, al menos, la adición de fino del 2017 se realizó bajo la supervisión del ingeniero Mejía. La factura de 2017 era específicamente del ingeniero Mejía, tal como se documenta en la Figura 32.

M² INGENIERIA, S. A.
RNC 101-61257-6 **FECHA 11/8/2017**

Av. Gustavo Mejía Ricart No. 54 Ensanche Naco, Santo Domingo República Dominicana
Tel: 809-227-5564/809-227-5566/ 809-227-5567 Fax: 809-227-5565

FACTURACION	FACTURA	A010010010100000179
--------------------	----------------	----------------------------

CLIENTE: **JET SET**
RNC: 101-652829

TRABAJOS GENERALES:	DESCRIPCIÓN	%	PRECIO UNET
	IMPERMEABILIZACIÓN DE TECHO DISOCTECA JET SET		EXENTO 435,911.01 GRAVADO 43,591.10
	SUMINISTRO DE MORTERO PARA FINO BOMBA		0.00
	MANO DE OBRA MAESTRA Y DESAGÜES DE TECHO		0.00
	ITBIS 18% SEGUN NORMA 07-2007 DGII		7,846.40
	SUB-TOTAL		RD\$ 487,348.51
	TOTAL A PAGAR		RD\$ 487,348.51

(A)

CONTENIDO: **PRESUPUESTO TERMINACION DE TECHO**
PROYECTO: **JET SET**
PROVINCIA: **SANTO DOMINGO**
FECHA: **27-JUNIO-17** **CON MORTERO**

NO.	DESCRIPCIÓN DE LAS PARTIDAS	CANT.	UD.	P.U.	VALOR
PRESUPUESTO GENERAL					
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.01	LIMPIEZA DE TECHO	1.00	P.A.	3,000.00	3,000.00
2	MORTERO PARA FINO				
2.01	SUMINISTRO MORTERO PARA FINO CON BOMBA	20.40	M3	6,300.00	128,120.00
2.02	MANO DE OBRA MAESTRA PARA FINO Y DESAGÜES DE TECHO	1.00	P.A.	132,000.00	132,000.00
3	IMPERMEABILIZANTE DE TECHO				
3.01	IMPERMEABILIZANTE DE TECHO (LONA ASF. DE 4MM)	510.00	M2	363.00	185,130.00
	"SIN PINTURA DE ALUMINIO				185,130.01
SUB-TOTAL					428,250.01
SUB-TOTAL PRESUPUESTO					RD\$428,250.01
COSTO DIRECTO DEL PRESUPUESTO					RD\$428,250.01
MÁS: GASTOS GENERALES					
	DIRECCION TECNICA	10.00%			42,825.00
	TRANSPORTE	2.00%			8,565.00
	ITBIS (18% DE DIRECCION TECNICA)	18.00%			7,708.50
TOTAL GASTOS					RD\$59,998.50
TOTAL GENERAL DEL PRESUPUESTO					RD\$487,348.51


(B)

Figura 32. Factura del ingeniero Mejía por la adición de fino en noviembre de 2017. El resaltado en amarillo fue añadido para señalar la partida correspondiente al Fino.

Los expertos del gobierno sostienen que las vigas en los ejes H y J tenían una relación demanda-capacidad de 1.2 desde al menos 2021, cuando se añadió la capa superior de fino. El modelo de ETABS del gobierno sugiere que las vigas en los ejes H y J habrían tenido una relación demanda-capacidad superior a 1.0 incluso antes de la adición de 2017. Según la documentación de mantenimiento, 2017 fue la primera instalación de fino en la totalidad del techo, lo que significa que, según los registros disponibles, no se había agregado fino en todo el techo desde 1994, cuando el edificio se reconvirtió de una sala de cine. Esto muestra que, según los expertos del gobierno, las vigas en los ejes H y J habían estado por encima de una relación demanda-capacidad de más de 1.0 durante al menos 31 años, lo cual sugiere que las vigas habían estado "sobrecargadas" durante décadas. Esperar que una viga pueda soportar una carga que exceda su capacidad durante más de 10 años desafía las leyes de la física.

Los expertos del gobierno se enfocan en el aumento de los equipos de techo observados durante la vida útil de la edificación. Si bien la cantidad de equipos de techo aumentó, no hemos identificado un aumento significativo de la carga a través del tiempo resultante de la incorporación de estos equipos. Basándonos en las facturas de los equipos puestas a nuestra disposición, se puede observar que al menos parte de la razón del aumento en la cantidad total de equipos en el techo fue el cambio de unidades de aire acondicionado integrales (es decir, condensadores y manejadoras combinadas o tipo "paquete") a sistemas con condensadores y manejadores independientes. Como se aprecia en la Figura 33, que consiste en una factura de un nuevo aire acondicionado instalado en el 2023, dos equipos (un condensador y una manejadora) reemplazaron el gabinete original que combinaba ambos componentes. Esta documentación demuestra que un aumento en la cantidad total de equipos no está directamente correlacionado con un aumento en la carga total. Sin embargo, incluso ignorando este aspecto, el peso de los equipos de techo es mínimo en comparación con el resto de las cargas que actúan sobre las vigas. Según el propio modelo ETABS de los expertos del gobierno, se puede observar que la carga de los equipos en el techo representaba solo el 12.6 % de la carga total soportada sobre las vigas en los ejes H y J al momento del colapso. Esto significa que, incluso si se retiraran todas las cargas de los equipos de tech

o, incluyendo los instalados desde el 2015, los propios análisis de los expertos del gobierno seguirían arrojando una relación demanda-capacidad superior a 1.0, lo cual indica que ya se habría esperado el fallo de las vigas postensadas.



REFRIPARTES

RNC 1-01-033231
 Sucursal 27 de Febrero
 Av. 27 de Febrero No. 587
 Santo Domingo, R. D.
 Tels. (809) 809-539-8484, (809) 809-539-8484/ Fax (809) 539-8181

EMAIL febrero27@refripartes.com.do
 www.refripartes.com

COMPROBANTE FISCAL

REIMPRESION FISCAL
Facturas válidas para crédito fiscal

NCF: 000000080100052359

VENCIMIENTO: 31/12/2023

CLIENTE

NOMBRE: DIFUSORA HEMIFERIO
 DIRECCION: CALLE ALBERTO LARANCIENTNO.B
 TELEFONO: 809562231
 R.N.C: 101025702 ID Cliente 31DI214
 CIUDAD: SANTO DOMINGO
 VIA: MANUEL JIMENEZ.

FACTURA

Factura No. FB57880
 Fecha: 11/9/2019
 Orden: 000028
 Vendedor: 2501 LUIS BAEZ MEJIA
 Condición: CREDITO

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE	I.T.B.I.S.	TOTAL
YKYC180C00A2	CONDENSADOR YORK 180K BTU 220/3/60	1.00	516,420.00	437,644.07	78,775.93	516,420.00
YKNC180C00D6	MANEJADORA YORK 180K BTU 220-460/3/	1.00	263,680.00	223,457.63	40,222.37	263,680.00

Figura 33. Factura de 2023 que detalla la instalación de un condensador y una manejadora nuevos (marca York).

Ausencia de Documentación de Deterioro. Si las vigas postensadas en los ejes H y J soportaban cargas que excedían significativamente su capacidad a flexión, entonces se habrían esperado señales significativas de deterioro visible. Cuando los elementos estructurales de concreto se someten a cargas incluso cercanas a su capacidad máxima de flexión, muestran señales inequívocas de sobrecarga, como agrietamiento generalizado del concreto. Los expertos del gobierno no ofrecieron ninguna explicación sobre la ausencia de daños observados en las vigas postensadas durante la renovación de 2015, cuando, según los cálculos manuales de los expertos del gobierno consignados en el Apéndice 4 (véase la sección anterior), las vigas ya habrían excedido su capacidad a flexión incluso sin las dos capas superiores de fino.

Durante esta renovación, la cual fue supervisada por el ingeniero Mejía, se removieron todas las terminaciones interiores y quedaron expuestas la totalidad de las vigas postensadas del techo. A nuestro equipo se suministraron cuatro fotografías de la renovación de 2015 en las que se pueden apreciar porciones expuestas de las vigas de concreto postensado. Estas fotos se han reproducido como referencia en Figura 34 hasta Figura 37. A pesar de que las vigas estaban expuestas y eran fácilmente observables, no hemos encontrado: 1) ninguna documentación de grietas en las vigas de concreto y 2) ninguna mención por parte del ingeniero Mejía de que hubiera presencia de grietas en ninguna de las vigas postensadas. Esta falta de documentación sugiere que el ingeniero Mejía no observó las señales de deterioro que deberían haber sido fácilmente visibles.



Figura 34. Imagen de la renovación de 2015 que muestra el escenario, la parrilla del techo y las vigas de concreto postensadas expuestas.



Figura 35. Imagen de la renovación de 2015 que muestra el lado norte del club con vigas postensadas expuestas.



Figura 36. Imagen de la renovación de 2015 en la que se aprecia el extremo sur del club con vigas postensadas a la vista.



Figura 37. Imagen de la renovación de 2015 que muestra el lado este del club con vigas postensadas a la vista.

Lo observable frente a la deflexión estimada. Cuando las vigas postensadas son sometidas a carga, estas se doblan y se deflexionan. En el caso de las vigas postensadas del techo del Jet Set Club, estas se deflexionan hacia abajo (es decir, presentan una flecha o hundimiento) bajo su propio peso y el peso de las cargas sobre el techo (finos, equipos mecánicos, etc.). Estas deflexiones son bastante evidentes en las fotos de la renovación de 2015 (Figura 38). Los expertos del gobierno intentaron cuantificar la cantidad de deflexión esperada utilizando tanto cálculos manuales como su análisis de ETABS. La Figura 39 reproduce una sección del análisis de los expertos del gobierno que muestra que sus cálculos manuales predijeron 0.062 metros de deflexión, mientras que su análisis de ETABS predijo 0.0782 metros.



Figura 38. Una adaptación con cambio de perspectiva de una de las imágenes de la renovación de 2015. Se han añadido una línea amarilla, que es aproximadamente paralela al borde inferior de la viga cerca de su extremo, y una línea azul, que es paralela al borde inferior de la viga cerca de su punto medio. Mediante el análisis de imágenes y perspectivas de las fotografías tomadas, se determinó que las deflexiones estimadas oscilaban entre 0.16 m y 0.3 m, dependiendo de la imagen y la técnica utilizada.

Determinación de los Esfuerzos Internos de las Vigas Postensadas

A continuación, se muestran los cálculos de los esfuerzos internos (Cortante máximo y Momento máximo respectivamente) de la viga de estudio ante la carga calculada, además se calcula la deflexión elástica máxima.

$$V_{max} = \frac{w \cdot L}{2} = \frac{2.818 \cdot 15.85}{2} = 22.334 \text{ tonf}$$

$$M_{max} = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{2.818 \cdot 15.85^2}{8} = 88.497 \text{ tonf} \cdot m$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_g} = \frac{5 \cdot (2.818) \cdot (15.85)^4}{384 \cdot 3001065.644 \cdot 0.012} = 0.062 \text{ m}$$

5. Comparación con los resultados obtenidos del software para la calibración de este

Luego de obtener los resultados manuales, se extrajo de los resultados del modelo estructural realizado en ETABS, los esfuerzos internos ante el mismo caso de carga. Se obtuvieron los resultados de cortante y de momento, de estos valores se extrajo el valor equivalente de la carga distribuida en la viga. A continuación, se muestran los resultados para poder realizar la comparación de estos.

$$V_{ETABS} = 23.212 \text{ tonf}$$

$$M_{ETABS} = 92.186 \text{ tonf} \cdot m$$

$$W_{ETABS} = \frac{8 \cdot M_{ETABS}}{L^2} = \frac{8 \cdot 92.186}{15.85^2} = 2.936 \text{ tonf/m}$$

$$\Delta_{ETABS} = 0.078 \text{ m}$$

Figura 39. Reproducción de una parte del APÉNDICE 4 MEMORIA DE CÁLCULO VIGA VE1 - MANUAL Vs. ETABS. La deflexión predicha por el cálculo manual de los expertos del gobierno ha sido marcado con un recuadro azul, mientras que la deflexión predicha por su análisis de ETABS aparece en un recuadro rojo.

La magnitud de la deflexión estimada por los expertos del gobierno, la cual probablemente no habría sido perceptible desde el nivel de la sala principal del Jet Set Club, contrasta marcadamente con la deflexión evidente en las fotografías de 2015. Tal como se muestra en la Figura 38, una imagen anotada de la renovación de 2015, los bordes inferiores de las vigas no se alinean con los soportes. La deflexión que estimamos utilizando la imagen disponible y diversas técnicas gráficas se encuentra en el rango de 0.16 metros a 0.3 metros.

Nuestra investigación identificó evidencia física objetiva en la parte restante de la edificación que demuestra que la predicción de deflexión realizada por los expertos del gobierno era demasiado baja. Utilizando la viga postensada en el eje Y, como se muestra en la Figura 40, pudimos medir una deflexión real de aproximadamente 0.1 metros. Esto significa que, a pesar de que esta viga soportaba solo alrededor de la mitad de la carga que el gobierno indica que soportaba al momento del colapso, la deflexión medida sigue siendo aun sustancialmente mayor a la que predijeron los expertos del gobierno.

La discrepancia entre la deflexión estimada por el modelo del gobierno y la observada en la viga sugiere la intervención de otros factores. Si bien es probable que parte de esta diferencia se deba a la metodología utilizada para calcular las deflexiones, existe la posibilidad de que las vigas se estuvieran debilitando gradualmente, lo que provocó una deflexión adicional. Este hallazgo se ve corroborado por nuestra investigación de la evidencia física y nuestra revisión de los medios digitales disponibles, en los cuales se identificó evidencia de una deflexión progresiva en ausencia de adición de carga.

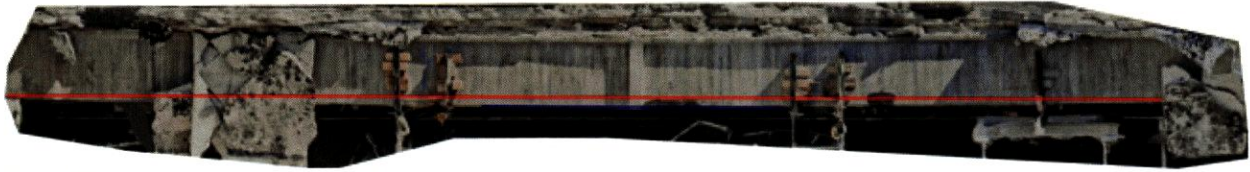


Figura 40. Una imagen compuesta de la viga postensada no colapsada en el eje Y. Se han añadido una línea roja, que es aproximadamente paralela al borde inferior de la viga cerca de su extremo, y una línea azul, que es paralela al borde inferior de la viga cerca de su punto medio. Las mediciones de campo realizadas por nuestro equipo indican una deflexión de aproximadamente 0.108 metros.

En la Parte 2 de este informe, presentamos y discutimos nuestras observaciones, nuestro análisis estructural y la evaluación de laboratorio de los componentes de postensado retirados del sitio. Colectivamente, nuestra investigación demuestra que la falla que ocurrió el 8 de abril de 2025 no fue consecuencia directa de un incremento de las cargas, sino más bien el resultado de un deterioro progresivo a largo plazo que había estado debilitando la estructura durante décadas. Creemos que este deterioro progresivo se inició y avanzó como resultado del fenómeno conocido como agrietamiento asistido por hidrógeno. Este fenómeno ocurrió simplemente debido a la dureza del acero de postensado en sí mismo y al alto estado de tensión (esfuerzo) al que estaba sometido por estar postensado, en combinación con un entorno que proporcionaba hidrógeno libre para impulsar esta reacción deletérea (por ejemplo, cualquier fuente de corrosión).

Parte 2: Nuestros Principales Hallazgos

Actividades Generales

Nuestra investigación sobre el colapso contó con el apoyo de un equipo de más de 25 profesionales, entre los que se encontraban ingenieros, químicos, metalúrgicos y científicos de materiales. En conjunto, nuestro equipo de investigación cuenta con cientos de años de experiencia profesional en la evaluación forense de estructuras y ha investigado algunos de los colapsos estructurales más significativos de la historia, como el de las Torres Champlain Sur y la pasarela del Hyatt Regency.

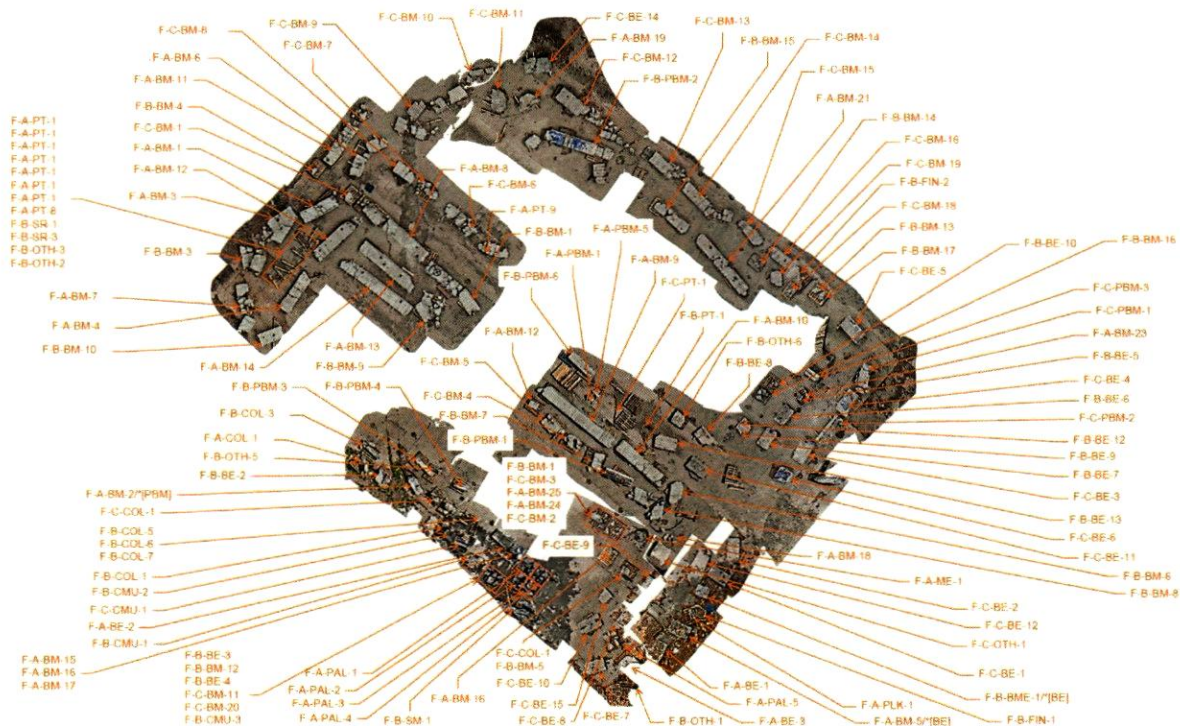


Figura 41. Disposición aérea de la evidencia física identificada en el patio de almacenamiento en La Feria Ganadera.

La investigación fue multifacética, se basó en los principios fundamentales de la ingeniería y se centró intencionalmente en la evaluación práctica de la evidencia física disponible. Durante el tiempo asignado, más de 15 profesionales se desplazaron a Santo Domingo para examinar, clasificar, catalogar y recolectar evidencia, como la que se muestra en el sitio de almacenamiento de La Feria en la Figura 41. Juntos, transmitieron información en tiempo real a nuestros equipos de oficina, quienes revisaron, analizaron y estudiaron la evidencia. En conjunto, nuestro esfuerzo de investigación consistió en las siguientes actividades principales, cada una de las cuales se discutirá en subsecciones específicas dentro de esta parte del informe. También se presenta información complementaria en los anexos relevantes a las diversas actividades descritas:

- **Revisión de Documentos:** Revisión de la documentación física y digital que se puso a nuestra disposición en relación con la discoteca Jet Set, incluyendo registros de mantenimiento, planos de construcción, informes de ingeniería, fotografías históricas, videos de CCTV, videos de drones, imágenes satelitales y videos de redes sociales, complementados con otros medios digitales disponibles públicamente. En el **Anexo C** se incluye un desglose detallado de nuestro trabajo de revisión de documentos.
- **Evaluación de Campo y Preservación de Evidencia:** Esta actividad incluyó un intenso trabajo en el campo de preservación de evidencia, que incluyó una evaluación sistemática, pieza por pieza, de todos los escombros recuperados del colapso del Jet Set. Una vez clasificadas, todas las piezas de evidencia fueron evaluadas visualmente, documentadas y medidas. Se evaluaron de forma no destructiva piezas seleccionadas de la evidencia utilizando un georradar y se recuperaron muestras de materiales para su evaluación en laboratorio. En el

Anexo D se incluye un desglose detallado de nuestro trabajo de evaluación de campo y preservación de evidencia.

- **Evaluación de Laboratorio:** Las muestras de material recuperadas del sitio se enviaron a nuestro laboratorio de ingeniería estructural y ensayos de materiales, donde se realizaron exámenes petrográficos y pruebas químicas del fino, la lechada (*grout*), el concreto y los materiales de techado, así como evaluaciones metalúrgicas de los alambres de los tendones de postensado. En el **Anexo E** se incluyen detalles de nuestro trabajo de evaluación de laboratorio.
- **Análisis Estructural:** Se realizaron análisis estructurales tridimensionales específicos basados en la información recopilada en la investigación de campo. Estos análisis se centraron en proporcionar mayor claridad sobre la carga sobre las vigas del techo en el momento del colapso. Se realizó un análisis estructural de todo el techo en ETABS⁴. La capacidad a flexión de las vigas transversales postensadas típicas se estableció mediante cálculos manuales. En el **Anexo F** se incluyen detalles de nuestro trabajo de análisis estructural.

En conjunto, estos exhaustivos esfuerzos permitieron determinar que el colapso de la discoteca Jet Set, ocurrido en las primeras horas de la mañana del 8 de abril de 2025, fue provocado por el deterioro progresivo a largo plazo de los alambres de postensado.

Resumen de nuestra Investigación

Las siguientes cuatro subsecciones presentan nuestro trabajo y las principales conclusiones en relación con cada componente de nuestra investigación.

Revisión de Documentos: Presenta la información más pertinente identificada durante nuestra revisión de los archivos proporcionados. Esto incluye un desglose de los eventos que condujeron al colapso, una evaluación histórica de la carga que actuaba sobre el techo y una revisión de las deflexiones aparentes visibles en fotografías durante construcción.

Evaluación de Campo: Presenta los hallazgos de nuestra evaluación de campo, incluyendo vigas postensadas faltantes, la inconsistencia en las dimensiones del edificio en su extremo sur, variaciones en los perfiles de los tendones de postensado, las deflexiones medidas en las vigas in situ, la evaluación visual de los alambres de postensado fracturados y nuestras observaciones sobre la lechada, los alambres y el ducto de postensado.

Estudios de Laboratorio: Describe nuestra evaluación de laboratorio de las muestras de material extraídas de los Sitios B (Jet Set) y F (Feria Ganadera) y destaca el deterioro progresivo identificado en los alambres de postensado.

Análisis Estructural: Describe nuestro análisis estructural de la estructura del techo del Jet Set, incluyendo cómo se determinaron las cargas, cómo se calculó la capacidad de las vigas del techo, y presenta un estudio sobre el impacto del diafragma postensado en el centro del vano en la distribución de cargas entre las vigas del techo.

⁴ ETABS es un programa de elementos finitos que se utiliza habitualmente en el diseño y análisis de estructuras.

Revisión de Documentos

Para respaldar nuestra investigación, el propietario y el gobierno nos proporcionaron numerosos archivos. Estos archivos incluían diversas imágenes tomadas con drones, videos de cámaras de seguridad, fotografías de la construcción, archivos de teléfonos celulares, planos de la obra de renovación, registros de mantenimiento y una serie de imágenes del interior del club durante los años previos al colapso. Además, realizamos búsquedas específicas en Internet con el fin de encontrar información de dominio público relacionada con el colapso y encontramos videos del colapso en redes sociales e imágenes de drones de mayor fidelidad que mostraban el techo del club.

En el **Anexo C** se proporciona un inventario completo de los documentos, archivos y medios digitales revisados en el curso de nuestra investigación. A continuación se presenta la información clave obtenida de esta revisión, organizada para facilitar la comprensión de la fuente de la información y cómo influyó en nuestros hallazgos y conclusiones.

Observaciones de la Noche del Colapso

La noche del colapso, había tres sistemas de cámaras de seguridad activos dentro del club que, en conjunto, contenían transmisiones de video de 33 cámaras individuales; sin embargo, muy pocos de los archivos de video revisados muestran el techo cuando se inició el colapso; la mayoría de los videos se interrumpen inmediatamente antes del colapso y se reanudan en los minutos posteriores. Además, solo uno de los videos está tomado desde un punto de vista que muestra la sala principal del club, donde se inició el colapso. Para complementar las imágenes de las cámaras de seguridad que se proporcionaron, hemos identificado un video de las redes sociales que ofrece una vista de la pista de baile (denominado «Video de la pista de baile») y muestra el colapso desde el nivel del suelo. Utilizando las grabaciones de video de los lugares más pertinentes dentro del club, hemos rastreado una serie de eventos justo antes del colapso, lo que ofrece información sobre la progresión del colapso y la ubicación donde se inició.

La Figura 42 es un plano de la discoteca con anotaciones que muestra la ubicación aproximada de las cámaras de video más pertinentes.

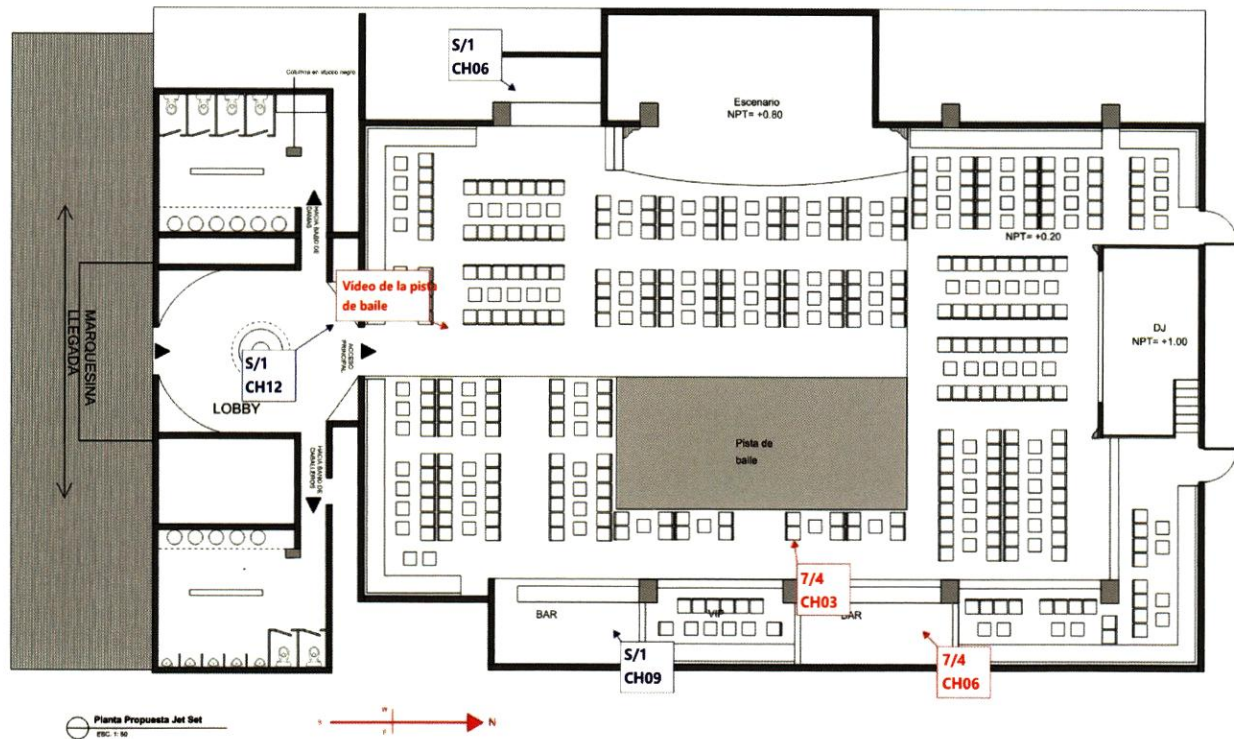


Figura 42. Plano de la discoteca con anotaciones que muestran la ubicación de las cámaras de video y la dirección general del campo de captura

T-14h.24m.43s a T-10h.34m.49s antes del colapso. En la mañana del 7 de abril de 2025, los videos de seguridad muestran al personal del local señalando hacia el techo directamente al sur de la pista de baile, moviendo sillas dentro de esa zona y trayendo andamios (Figura 43). Durante las siguientes aproximadamente 3.5 horas, los videos muestran al personal de mantenimiento trabajando desde los andamios para reemplazar las placas del techo aproximadamente a la mitad de la luz de las vigas postensadas, trabajando desde el sur de la pista de baile hacia el extremo norte de la misma (Figura 44).

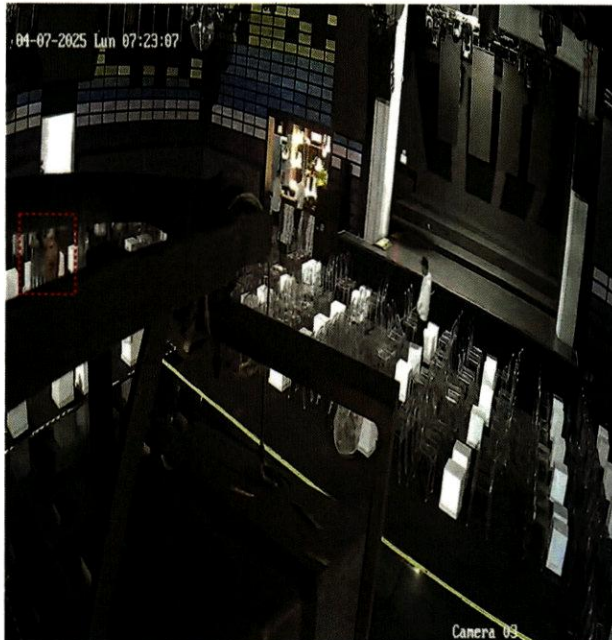


Figura 43. Imagen fija del 7/4 CH3 – G277, la cual muestra al personal del local señalando el techo de la discoteca, justo al sur de la pista de baile (marcado con una línea discontinua roja).

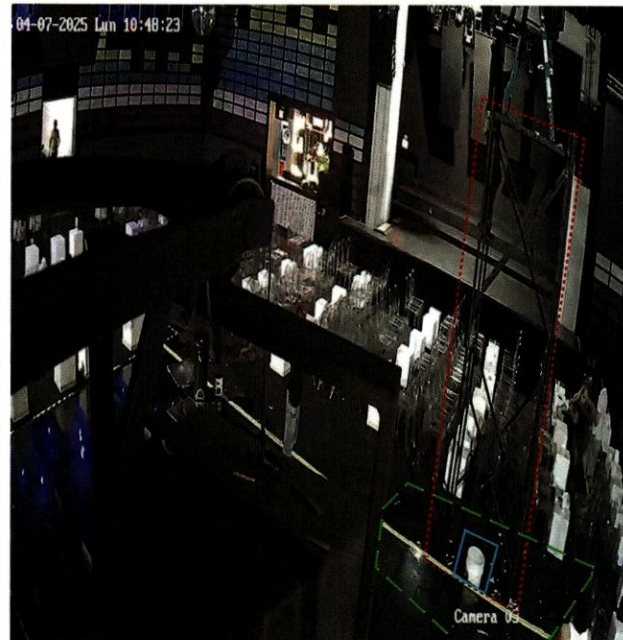


Figura 44. Imagen fija del 7/4 CH3 – G277, la cual muestra un andamio instalado para reemplazar las placas del techo (marcado con una línea discontinua roja), una cubeta o balde debajo del andamio (marcado con una línea continua azul) y escombros en el suelo procedentes de plafones (cielo falso) rotos (área general marcada con una línea discontinua verde).

T-10h.34m.49s a T-1m.22s antes del colapso. Durante el resto del día, los videos de seguridad documentan eventos ordinarios y sin importancia, incluyendo las operaciones de limpieza y apertura del club. El club finalmente abre y comienza a llenarse de clientes. Más tarde esa noche, el club y la pista de baile estaban llenos, con los clientes viendo la presentación en vivo de Rubby Pérez, como se puede ver en la Figura 45. La presentación continuó con normalidad, sin signos aparentes de problemas hasta poco más de un minuto antes del colapso según las imágenes de seguridad (Figura 46).

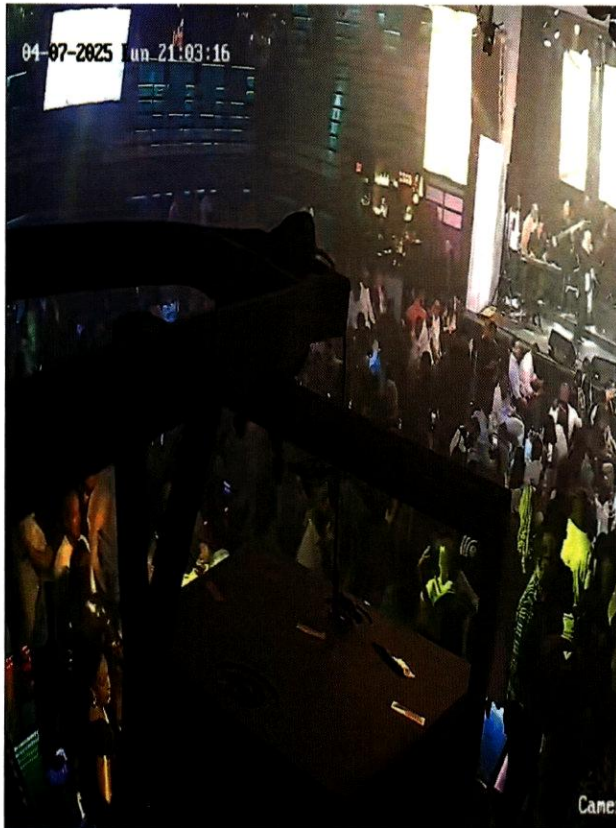


Figura 45. Imagen fija del CH3 – G277, la cual muestra el club y una pista de baile llenos observando la presentación de Rubby Pérez

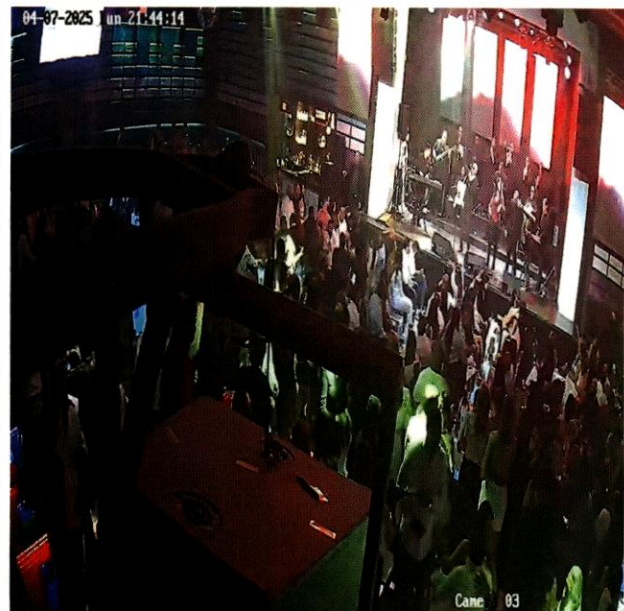


Figura 46. Imagen fija del CH3 – G277, la cual muestra que la presentación continuó con normalidad hasta poco más de un minuto antes del colapso

T-1m.22s antes del colapso. Aproximadamente 1 minuto y 22 segundos antes del derrumbe, varias grabaciones de videovigilancia muestran a los asistentes, en medio de la multitud, reaccionando de forma abrupta y simultánea ante una perturbación desconocida y apartando la mirada de la presentación en el escenario para dirigirla hacia el techo, justo al sur de la pista de baile. Las múltiples reacciones abruptas y simultáneas, que incluyen cambios bruscos de atención y algunos clientes que se ponen de pie y se alejan del escenario para mirar hacia esa zona, son consistentes con las reacciones esperadas ante un ruido lo suficientemente fuerte como para ser escuchado por encima de la presentación musical en vivo (Figura 47, Figura 48, y Figura 49).

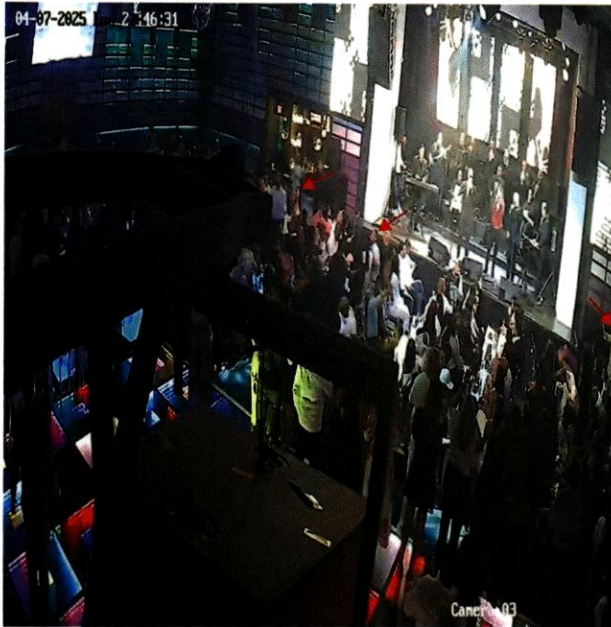


Figura 47. Imagen fija del CH3 – G277, que muestra el momento en que la multitud comienza a reaccionar ante un ruido aparentemente fuerte y mira hacia el techo al sur de la pista de baile (algunas personas identificadas reaccionando están señaladas con flechas rojas).



Figura 48. Imagen fija del CH3 – G277, que identifica el momento en que las personas en el bar en la esquina sureste reaccionan a un ruido fuerte aparente al oeste-suroeste de su ubicación (algunas personas identificadas reaccionando están señaladas con flechas rojas).



Figura 49. Imagen fija del CH6, que muestra el momento en que el guardia de seguridad gira la cabeza hacia el techo de la parte sur de la pista de baile y, posteriormente, se dirige hacia allí (identificado con una flecha roja).

T-45 s antes del colapso. A partir de T-1m.22s, un número creciente de clientes observa atentamente y señala el techo. Aproximadamente 30 segundos después, un trozo de escombros cae sobre el extremo sur de la pista de baile. Estos escombros provocan una reacción inmediata, con personas alejándose de esa zona y evitando el área debajo de la parte del techo de donde acababan de caer los escombros (Figura 50 y Figura 51). En todo el club, la gente mira y señala el techo.

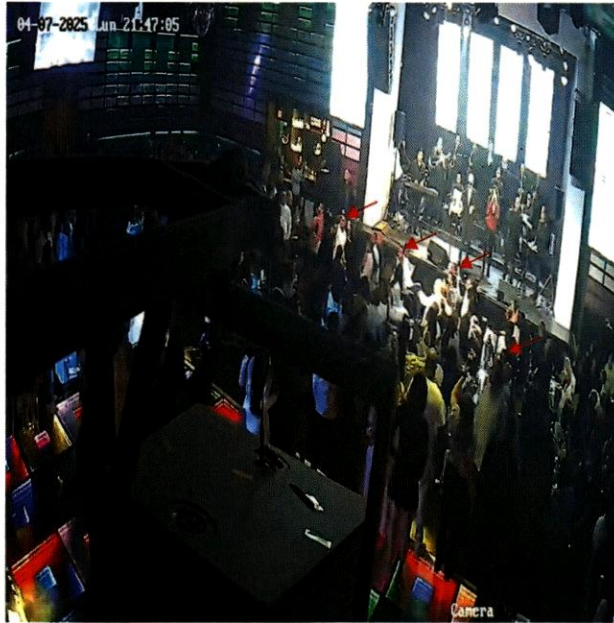


Figura 50. Imagen fija del CH3 – G277, que muestra a la multitud reaccionando ante un trozo de escombros que cayó en el extremo sur de la pista de baile (algunas personas identificadas en la reacción están señaladas con flechas rojas).



Figura 51. Imagen fija del CH9, que muestra a una persona señalando en dirección a los escombros caídos (la persona identificada está señalada con una flecha roja).

T-9 s antes del colapso. El video de la pista de baile ofrece una vista clara del techo poco después de que cayeran los escombros. También se puede ver que, directamente sobre la esquina suroeste de la pista de baile, falta un plafón (o placa de cielo falso) y hay una lona azul colgando por el agujero (Figura 52). La ubicación de este agujero parece coincidir con la ubicación de los escombros que cayeron a los T-45 segundos (Figura 50). Además, hay un agujero aparente en una placa del techo con un objeto blanco (flecha amarilla en la Figura 50) aproximadamente a 2.5 metros al sur de la placa del techo que cayó sobre la esquina suroeste de la pista de baile. Además, hay un agujero aparente en una placa del techo con un objeto blanco (flecha amarilla en la Figura 52) aproximadamente a 2.5 metros al sur de la placa del techo que cayó sobre la esquina suroeste de la pista de baile. Esta bolsa se mueve cuando un trozo de escombros que cae la golpea.

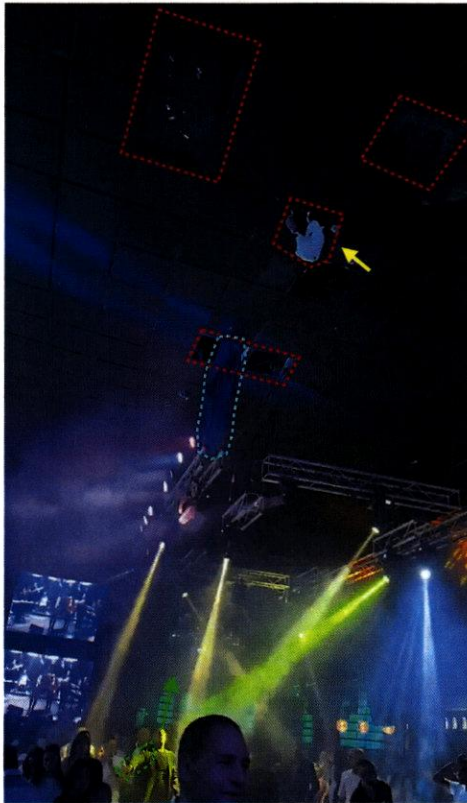


Figura 52. Imagen fija tomada desde la pista de baile que muestra el techo del club sobre la pista, inmediatamente después de que cayeran los escombros. Se agregaron anotaciones rojas para mostrar los elementos que faltan en el techo, la anotación azul muestra una lona colgante y las anotaciones verdes muestran la reacción de una persona en el suelo.

T-1s hasta el colapso. Aproximadamente 8 segundos después, el video de la pista de baile muestra otro trozo de escombros cayendo justo al sur de la pista de baile, en la ubicación aproximada del objeto blanco en el techo (flecha amarilla en la Figura 53). En este momento, se puede ver a algunos de los clientes moviéndose hacia la salida para abandonar la sala principal del club, mientras que otros miraban hacia el techo sobre el extremo sur de la pista de baile (Figura 53).

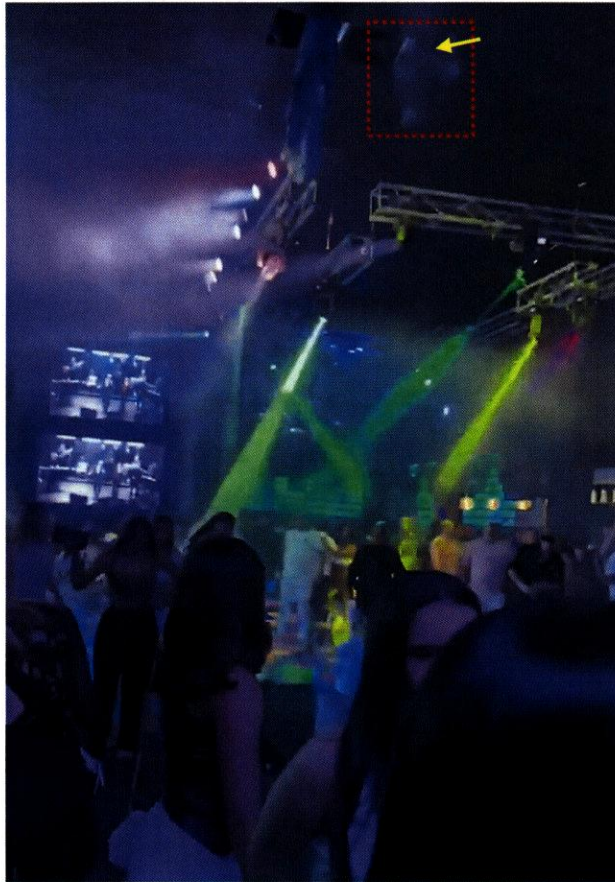


Figura 53. Imagen fija del video de la pista de baile que muestra otro fragmento de escombros cayendo al sur de la pista de baile (escombros que caen marcados con un recuadro rojo). La flecha amarilla indica la ubicación aproximada del objeto blanco que se ve en la Figura 52.

T-0s hasta el colapso. Menos de un segundo después de que caiga el último trozo de escombros, tanto el video de la pista de baile como el video de seguridad muestran que el techo comienza a derrumbarse. A partir de los videos, parece que la mayor parte del techo comienza a caer al mismo tiempo, lo que parece iniciarse aproximadamente en el punto medio de las vigas, generalmente por encima del extremo sur de la pista de baile, lo que corresponde al área en la que estaban cayendo los escombros inmediatamente antes del colapso (Figura 54 y Figura 55), pero involucrando a la mayor parte del techo de una sola vez.



Figura 54. Imagen fija del CH3 - G277 que muestra el inicio del colapso general del techo (delimitado por la línea discontinua roja).



Figura 55. Imagen fija del video de la pista de baile que muestra el inicio del colapso general del techo (delimitado por una línea discontinua roja)

Conclusiones Clave. En conjunto, las pruebas de video disponibles indican que, a todos los efectos, el club funcionaba con normalidad hasta apenas unos minutos antes del colapso. La primera indicación de que algo andaba mal se produce apenas 1 minuto y 22 segundos antes de que comience el colapso, cuando algo alertó a varios clientes y al personal para que dirigieran su atención hacia el techo en el área justo al sur de la pista de baile —posiblemente un ruido fuerte proveniente de la estructura (por ejemplo, la rotura de un alambre de postensado). Aproximadamente 40 segundos después, muchos de los presentes en el club comienzan a mirar la parte del techo situada al sur de la pista de baile, mientras caen escombros y placas del techo al suelo en la zona cercana a la esquina suroeste de la pista de baile. En los últimos 8 segundos, caen varios escombros más justo al sur de la pista de baile, tras lo cual, de repente, se derrumba el techo.

Estos videos tienen las siguientes implicaciones clave con respecto a la causa del colapso:

1. La serie de eventos que condujeron al colapso comenzó apenas 1 minuto y 22 segundos antes del colapso, cuando ocurrió algo justo por encima del extremo sur de la pista de baile que fue lo suficientemente perceptible (es decir, ruidoso) como para llamar la atención de la multitud a pesar de la presentación en curso.
2. Teniendo en cuenta las reacciones de la multitud, la ubicación de los escombros que cayeron y los primeros “frames” del video que muestran la caída del techo, el colapso parece haberse iniciado en la parte del techo situada encima e inmediatamente al sur del extremo de la pista de baile. Según los planos de ONESVIE, esto se encuentra en las proximidades de las vigas en los ejes P', M y N, en contraposición a los ejes H y J. Además, dado que la totalidad del techo comienza a caer de una sola vez en el centro del vano, lo cual es el comportamiento esperado

debido a la presencia del diafragma postensado que interconecta las vigas, el colapso global parece no haber sido precedido por el fallo de ninguna columna.

Evolución del Techo del Jet Set

Además de los videos de la noche del colapso, nuestro equipo recibió registros de mantenimiento e imágenes aéreas de la discoteca Jet Set que se remontan a principios de la década de 2000. En conjunto, estas imágenes y las facturas de mantenimiento pueden utilizarse para documentar cronológicamente la progresión de las actividades de mantenimiento en el techo del Jet Set. Juntas también permiten una evaluación detallada de las cargas que actuaban sobre el techo en el momento del colapso, así como comprender durante cuánto tiempo las respectivas cargas habían estado actuando sobre el techo.

2000 a 2011. En el período comprendido entre 2000 y 2011, no se llevaron a cabo proyectos importantes de renovación o mantenimiento. Los registros disponibles indican que las actividades de mantenimiento consistieron principalmente en mantenimiento local del techo, mantenimiento general de los sistemas de aire acondicionado y reemplazo de paneles de cielo falso (plafones). Esto se corrobora aún más con las imágenes aéreas de satélite, incluidas en la Figura 56 y la Figura 57, que no muestran cambios sustanciales en el estado del techo.



Figura 56. Imagen aérea del techo de Jet Set, de noviembre de 2000, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

Figura 57. Imagen aérea del techo de Jet Set, de julio de 2011, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

2011 a 2013. A finales de 2012, los registros de mantenimiento indican que se retiraron algunas partes de los finos y la cubierta existentes. Aunque los registros no especifican el alcance de estos trabajos, parece que se reemplazó la membrana de la cubierta. Esto concuerda con las imágenes satelitales de la Figura 58 y la Figura 59; en la imagen de 2013, la membrana del techo se ve notablemente más brillante y de color más uniforme en comparación con 2012. Aunque no se puede identificar a través de las imágenes satelitales, los registros indican que una de las unidades de aire acondicionado fue reemplazada a principios de 2013. Además, 2012 es la primera vez que podemos identificar visualmente un tinaco cerca del extremo sur del techo.



Figura 58. Imagen aérea del techo de Jet Set, de junio de 2012, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.



Figura 59. Imagen aérea del techo del Jet Set, de junio de 2013, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

2013 a 2015. Más allá del mantenimiento habitual de los aires acondicionados y el reemplazo de plafones, las imágenes satelitales y los registros de mantenimiento indican que a finales de 2014 se realizaron algunas reparaciones localizadas en el techo, incluyendo la aplicación de finos y trabajos de impermeabilización. En 2015, las facturas sugieren que se retiró un aire acondicionado, probablemente el indicado con una flecha roja en la Figura 60 y la Figura 61, y luego se reinstaló en el extremo norte del techo. Además, las imágenes satelitales indican que se instalaron unidades compresoras en los extremos norte y sur del techo. Asimismo, parece que en 2015 se agregaron más tinacos al extremo sur del techo.



Figura 60. Imagen aérea del techo de Jet Set, de octubre de 2014, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.



Figura 61. Imagen aérea del techo de Jet Set, de agosto de 2015, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

2015 a 2018. Las imágenes satelitales de la Figura 62 y la Figura 63 muestran cambios sustanciales en los sistemas de aire acondicionado en el techo. Durante este período, las facturas indican que se reemplazaron al menos cuatro de las unidades de aire acondicionado, pasando de gabinetes individuales tipo «todo en uno» a compresores y unidades manejadoras de aire por separado, lo cual concuerda con ciertos cambios visuales en la apariencia entre la Figura 61 y la Figura 62. Como parte de este cambio, se agregaron casetas en el techo que, según las facturas, albergan las unidades manejadoras de aire, mientras que los compresores se encuentran fuera de la caseta. Además, los registros de mantenimiento documentan un importante proyecto de rehabilitación del techo en el que, bajo la dirección del ingeniero Mejía, se añadieron finos junto con una nueva membrana impermeabilizante. Por otra parte, se retiró la unidad de climatización en la esquina noreste del techo. Finalmente, entre principios de 2017 y mediados de 2018, los tin

acos se trasladaron a la esquina suroeste, y las facturas indican la compra de uno nuevo en 2017.



Figura 62. Imagen aérea del techo de Jet Set, de agosto de 2016, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.



Figura 63. Imagen aérea del techo de Jet Set, de julio de 2018, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

2018 a 2022. No se observan cambios visibles en el techo durante este período, y tanto la cantidad como la ubicación de los equipos en el techo permanecen iguales. Sin embargo, a finales de 2021, las facturas indican un aumento en las actividades de mantenimiento, incluyendo diversas reparaciones de las unidades de aire acondicionado existentes, el reemplazo de al menos una de las unidades de aire acondicionado y la instalación de una nueva unidad de 15 toneladas cerca del centro del techo. Además, las facturas sugieren que se llevó a cabo otro proyecto significativo de renovación del techo, que incluyó la instalación de finos y una nueva membrana impermeabilizante. Las imágenes aéreas de 2022 corroboran la instalación de la nueva membrana del techo, que presenta un color más uniforme y notablemente más brillante, con la adición de una nueva unidad compresora de aire acondicionado. Entre 2021 y 2022, el número de tinacos disminuyó en uno según las imágenes aéreas, y se redistribuyeron de manera más uniforme a lo largo del extremo sur del techo, como se ve en la Figura 64 y la Figura 65.



Figura 64. Imagen aérea del techo de Jet Set, de julio de 2021, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.



Figura 65. Imagen aérea del techo de Jet Set, de junio de 2022, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

2022 a 2025. Los trabajos principales en la cubierta incluyeron la instalación de una membrana asfáltica nueva. Según los registros de mantenimiento, a diferencia de proyectos anteriores de techado, la instalación de esta membrana no fue acompañada por la adición de finos. Los registros de mantenimiento

también indican que se pudieron haber reemplazado hasta cinco de las unidades de aire acondicionado existentes, con la adición de una nueva unidad de 20 toneladas hacia el centro de la cubierta, con una caseta fabricada poco después. La modernización de equipos se sustenta por la presencia de dos unidades de aire acondicionado en el techo que parecen haber sido actualizadas con un nuevo compresor, como lo indican las flechas rojas en la Figura 66. La Figura 67 muestra una imagen aérea de alta fidelidad del techo de Jet Set, obtenida por CNN, que muestra la ubicación de los equipos antes del colapso.



Figura 66. Imagen aérea del techo de Jet Set, de marzo de 2025, proporcionada por Google Earth. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

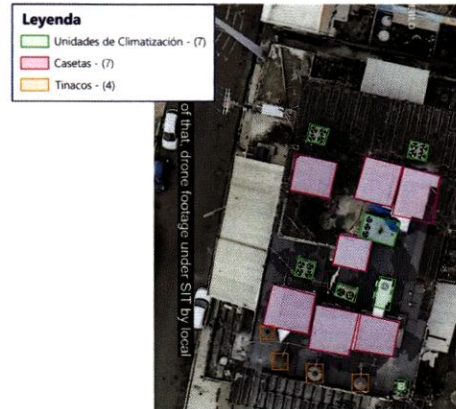


Figura 67. Imagen aérea del techo de Jet Set, sin fecha, proporcionada por CNN. Anotaciones realizadas según se indica en la leyenda.

Conclusiones Clave. Las imágenes aéreas y los registros de mantenimiento documentan el sólido programa de mantenimiento utilizado en la discoteca. Durante el período de veinte años para el que se dispone de documentación, hay evidencia de proyectos de renovación del techo en 2012, 2017, 2021 y 2024. Los cuatro proyectos de cubierta realizados en el período de diez años anterior al colapso, si bien indican un alto nivel de cuidado y esfuerzo para mantener la propiedad, son anormales y sustancialmente más frecuentes de lo que cabría esperar para una estructura típica.

En muchas de las imágenes disponibles, se observa una decoloración, característica de la acumulación de agua, en el centro del techo. La intensidad de la decoloración empeora progresivamente en los años previos al colapso. La imagen de CNN proporciona más evidencia de que el estancamiento de agua era un problema, con manchas de agua claramente visibles en el centro del sistema de techado de asfalto recién instalado (Figura 67). El hecho de que el estancamiento de agua parezca concentrarse hacia el centro de la estructura sugiere que los puntos bajos del techo, responsables del estancamiento, pueden haber sido el resultado de una deflexión de las vigas del techo que aumentó con el tiempo.

Por último, aunque es cierto que se renovaron los sistemas de aire acondicionado, el número total de estos no aumenta de manera significativa. En el año 2000, las imágenes satelitales muestran lo que parecen ser siete sistemas de aire acondicionado instalados en el techo. En 2025, las imágenes satelitales también muestran un total de siete sistemas de aire acondicionado; sin embargo, los sistemas anteriores al colapso consistían en siete unidades manejadoras de aire (que se entiende que se encontraban dentro de las casetas) junto con siete compresores ubicados fuera de las casetas. En consecuencia, si bien la cantidad total de equipos individuales en el techo ha aumentado, el número efectivo de sistemas de aire acondicionado no lo ha hecho. El aumento más significativo en el peso total del equipo proviene de los

tinacos adicionales que se agregaron. De 2012 a 2014, el techo parece tener solo un tinaco cerca de su extremo sur; sin embargo, se agregaron tres tinacos adicionales entre 2014 y 2015. De 2018 a 2021, un objeto que parece ser un cuarto tinaco se encontraba en el techo en la misma zona que los demás. A partir de 2021, hasta la fecha del colapso, las ubicaciones de los tinacos se ajustan ligeramente a lo largo de los años, sin embargo, la cantidad de tinacos se mantiene en cuatro.

Adición de Finos

Durante algunos de los proyectos de renovación del techo, las facturas de mantenimiento disponibles indican que se agregaron finos, o capas de relleno de concreto, al techo. Con base en nuestra revisión de los registros de mantenimiento disponibles, podemos clasificar de manera general la adición de finos en dos categorías: adiciones locales y globales. Las adiciones locales consisten en casos en los que se añadió una pequeña cantidad de finos a una parte localizada del techo. Un ejemplo incluye casos en los que se añadió fino para reemplazar material que había sido retirado como parte del reemplazo de una unidad de aire acondicionado. Las adiciones globales de finos consisten en casos en los que se añadió una gran cantidad de finos a una gran parte del techo.

Adiciones locales. A través de toda la documentación que se nos proporcionó, identificamos cuatro casos en los que se añadió fino de manera local al techo basándonos en las imágenes aéreas disponibles, el alcance del trabajo descrito en la factura y el costo total de la factura. Estas adiciones locales incluyen:

- Agosto de 2014, cuando dos facturas por un total de 34,500 RD\$ indicaban que se había añadido fino al techo como parte de un proyecto de reparación.
- Agosto de 2016, cuando dos facturas por un total de 23,211.86 RD\$ indicaban que se había añadido fino como parte de la sustitución de una unidad de aire acondicionado.
- Octubre de 2018, cuando una factura por un total de 13,600 RD\$ indicaba que se habían añadido finos como parte del acabado del techo.
- Septiembre de 2024, cuando una factura por un total de 38,000 RD\$ indicó que se agregaron arena y cemento como parte de un proyecto de reajuste del nivel del techo.

Debido a los bajos costos de las facturas y a la falta de cambios visualmente evidentes en la condición del techo a partir de las imágenes satelitales, es claro que estas adiciones de finos son menores y probablemente se realizaron como parte de actividades ordinarias de mantenimiento del edificio. Estas adiciones locales no agregaron una carga apreciable al techo y es poco probable que hayan contribuido al colapso.

Adiciones globales. A lo largo de la vida útil del edificio, es evidente que se añadieron múltiples capas de finos en todo el techo. No deben confundirse con las adiciones locales, cuyas capas son insignificantes para la estructura general; estas capas principales son relativamente gruesas y cada una parece haber sido colocada de una sola vez en toda la superficie del techo principal. Basándonos en la documentación proporcionada, podemos discernir los momentos en que se realizaron dos adiciones globales de finos al techo:

- Noviembre de 2017, cuando una factura del ingeniero Mejía por un total de 487,348 RD\$ detalla la instalación de 20,3 metros cúbicos de fino colocados mediante bomba en todo el

techo de Jet Set. Después de este trabajo, como se mencionó anteriormente, toda la membrana del techo pareció haber sido reemplazada.

- Octubre de 2021, cuando una serie de tres facturas por un total de 190,000 RD\$ indican que se añadieron finos y una nueva membrana impermeabilizante al techo. Las imágenes aéreas posteriores a estas facturas muestran una membrana de techo completamente nueva en todo el techo principal.

Estas dos adiciones de finos representan aumentos relativamente significativos en la carga que actúa sobre el techo de Jet Set. Cabe destacar que estas capas también corresponden a solo dos de las cuatro capas de finos identificadas en todo el techo. No se pudo identificar ninguna documentación de las dos capas originales de finos, que se encuentran ambas debajo de la membrana de techo de asfalto. Por lo tanto, no tenemos motivos para creer que estas capas de finos hayan sido añadidas por los actuales propietarios y es probable que existieran antes de su adquisición del edificio. Cabe destacar que la más gruesa de las dos adiciones documentadas se realizó como parte de un proyecto de techado supervisado por un ingeniero. No se localizaron las facturas en papel que detallan el alcance de la otra adición, por lo que no podemos determinar quién supervisó ese trabajo.

Conclusión Clave. Según la documentación de mantenimiento proporcionada, solo se añadieron dos capas significativas de finos al techo de Jet Set, incluyendo una adición en 2017 y otra en 2021. Estas adiciones constituyen solo dos de las cuatro capas de finos presentes en el techo, con la adición más grande en 2017 habiendo sido supervisada por un ingeniero. Cabe destacar que la documentación indica que la adición de finos en 2021 representa la última vez que se añadió una carga significativa al techo, tras lo cual la única otra carga añadida consistió en una caseta y una nueva unidad de aire acondicionado instalada en 2022. Tras la instalación de la nueva unidad de aire acondicionado, en los tres años previos al colapso, no se añadió ninguna carga significativa al techo.

Deflexiones Aparentes

Como se discutió en detalle en la Parte 1, hay disponibles múltiples fotografías de la renovación de 2015 que muestran cantidades relativamente grandes de deflexión en las partes visibles de las vigas postensadas. Utilizando diversas técnicas de análisis de imágenes para procesar y escalar las imágenes, estimamos que la cantidad de deflexión está entre 0,16 m y 0,3 m (Figura 38). Cabe destacar que, en 2015, cuando se tomaron estas fotografías, aún no se habían instalado las dos últimas capas de finos en el techo. El hecho de que en 2015 fueran visibles deflexiones de esta magnitud es significativo, ya que sugiere que las vigas presentaban grandes deflexiones que habrían creado puntos bajos en el techo y contribuido a la acumulación de agua. Esta condición puede explicar por qué los proyectos posteriores de techado/cubierta incluyeron la adición de finos para nivelar efectivamente el techo.

Además, durante la renovación de 2015 se instaló un nuevo techo suspendido compuesto por una rejilla metálica y placas de cielo falso (plafones). Es una práctica habitual instalar techos suspendidos en condiciones niveladas, ocultando efectivamente cualquier deflexión existente de las vigas de techo ubicadas por encima del cielo falso. Sin embargo, si las deflexiones de las vigas continúan aumentando después de la instalación del techo suspendido, esas deflexiones pueden reflejarse a través del cielo falso.

Para un ojo profesional experimentado y entrenado, el aumento de las deflexiones se habría percibido como un hundimiento del cielo falso, que estaba suspendido de la estructura del techo. La Figura 68, que mues

tra el techo suspendido en 2015, muestra claramente que la retícula de los plafones era recta y nivelada y no presentaba el mismo hundimiento observado en las vigas, lo que significa que el hundimiento visible en las vigas fue tenido en cuenta por los instaladores del techo suspendido.



Figura 68. Imagen de la discoteca Jet Set inmediatamente después de su reapertura en 2015. Se añadieron líneas rojas anotadas a lo largo de determinadas líneas de la retícula de plafones para proporcionar una indicación de la rectitud y nivelación del techo suspendido.

Además, las imágenes de menor calidad tomadas en 2016, 2017, 2022 y 2023 (todas ellas incluidas en el **Anexo C**, de las cuales dos se incluyen aquí en la Figura 69 y la Figura 70), no parecen mostrar un hundimiento o deflexión visible de la retícula de plafones.



Figura 69. Imagen iluminada de 2017 que muestra la retícula de plafones.

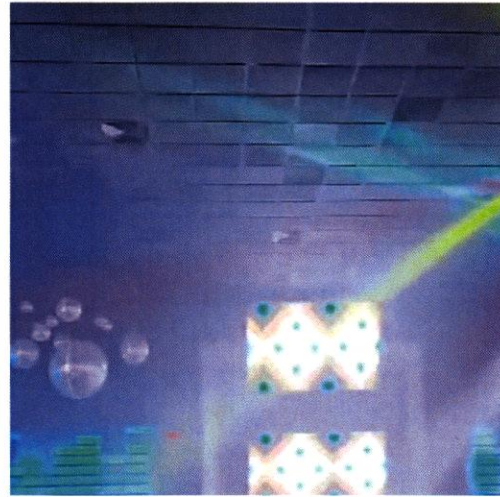


Figura 70. Imagen iluminada de 2023, que muestra la retícula de plafones.

Sin embargo, y a pesar de que no se añadieron cargas significativas desde 2023, cuando los plafones no mostraban ninguna deflexión, fotografías tomadas el 7 de abril de 2025 (Figura 71) muestran una deformación visible del techo suspendido. Esto demuestra que ocurrió una deflexión adicional, más allá de la que existía en 2023, a pesar de que hay evidencia de que solo se añadieron cargas mínimas al techo desde entonces.

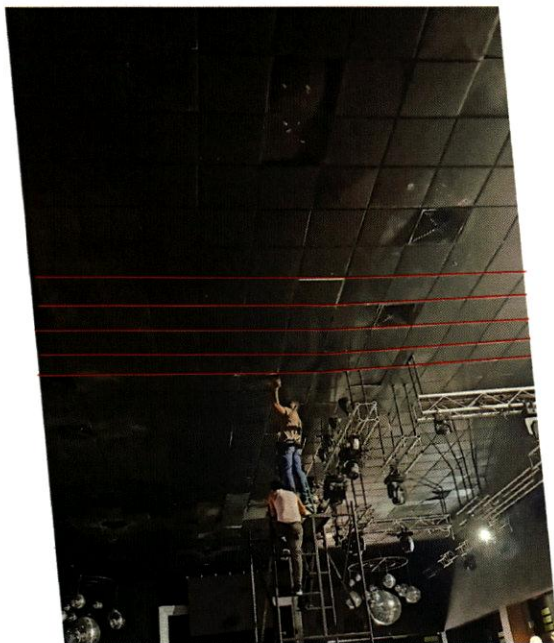


Figura 71. Imagen del 7 de abril de 2025; se han añadido líneas rojas para resaltar la deformación aparente de la retícula de plafones.

Evaluación de Campo y Preservación de Pruebas

Las actividades de evaluación de campo se llevaron a cabo principalmente en dos sitios: el edificio de La Discoteca Jet Set, denominado aquí Sitio B, y un sitio ubicado en la Feria Ganadera que contenía una pila de escombros producto del derrumbe y un patio de almacenamiento adyacente, denominado aquí como Sitio F. También se realizó una visita a un sitio en Santiago con el fin de identificar escombros que presentarían características similares a los elementos estructurales documentados en el Sitio B pero no se identificaron elementos con dichas características durante la visita.

En el Sitio F, la pila de escombros fue desmontada de manera sistemática para clasificar y documentar todos los elementos. La documentación incluyó mediciones de la geometría general de los especímenes, la geometría de las secciones transversales y la disposición del perfil de los tendones de postensado mediante un radar de penetración en el suelo (GPR), un método de ensayo no destructivo que permite identificar elementos de acero embebidos en los especímenes de concreto.

En el Sitio B, documentamos la geometría global y las condiciones de la estructura, así como esfuerzos específicos para documentar múltiples condiciones en las dos vigas postensadas que permanecieron en su lugar después del colapso del techo. La viga restante ubicada al norte, alineada con el eje G en los planos de ONESVIE, se denomina en este documento como Viga Norte. La viga restante en el sur, alineada con eje Y en los planos de ONESVIE, se denomina en este documento Viga Sur. La documentación incluyó una evaluación visual, la identificación del refuerzo y la disposición del perfil de los tendones de postensado con GPR, y mediciones de deflexión.

Además de la evaluación y la documentación, se realizaron y documentaron aberturas exploratorias de las vigas postensadas tanto en el Sitio B como en el Sitio F con el fin de obtener información técnica sobre tendones que no habían sido expuestos anteriormente. Se tomaron muestras de los tendones de las vigas postensadas en el Sitio F y del techo en el Sitio B para proporcionar evidencia al laboratorio para análisis.

El **Anexo D** expone con gran detalle las actividades de evaluación de campo, las metodologías y la documentación resultante. En el **Anexo D** también se proporciona un catálogo de especímenes y muestras documentadas. Las conclusiones principales de la evaluación de campo incluyen lo siguiente:

Falta de Evidencia basada en las Cantidades en el Sitio

Tras investigar todas las vigas postensadas que se pusieron a nuestra disposición, sumamos las cantidades de los especímenes recuperados en el Sitio F y los elementos restantes en el Sitio B para comprender las cantidades de elementos de construcción que estaban disponibles para nuestra investigación. Determinamos, basándonos en las cantidades de extremos de vigas postensadas y la longitud de los especímenes de vigas, que al menos tres (3) vigas postensadas no se localizaron y no se encontraron en ninguno de los sitios a los que se nos permitió acceso. Se desconoce si las vigas faltantes proporcionarían información clave sobre la causa del colapso que no estuviera disponible de otra manera.

Diferencia en la Geometría Global del Extremo Sur

El techo principal (superior) de la estructura tiene planta rectangular con esquinas reentrantes en las dos esquinas sur. La configuración del techo representada por ONESVIE y reproducida en el informe pericial final del gobierno es incorrecta en el extremo sur de la estructura.

Específicamente, el plano de la estructura del techo de ONESVIE muestra tres vigas de techo etiquetadas como "VE1" entre las dos columnas más al sur, con la columna más al sur alineada con la viga "VE3" (Figura 73). Sin embargo, las condiciones tal como se construyeron, documentadas en el Sitio B, no concuerdan con esta configuración. Se identificó la presencia de únicamente dos dovelas, lo que implica que solo había dos vigas de techo, ubicadas entre las columnas más al sur (Figura 72). Según nuestros datos in situ, la columna más al sur y las esquinas reentrantes en el extremo sur del techo se desplazaron una línea de columnas hacia el norte y, en su lugar, se alinearon con la viga sur (VE1) en la línea del eje Y, como se muestra en Figura 73. Esta diferencia geométrica reduce ligeramente el área total del techo en el extremo sur de la estructura.

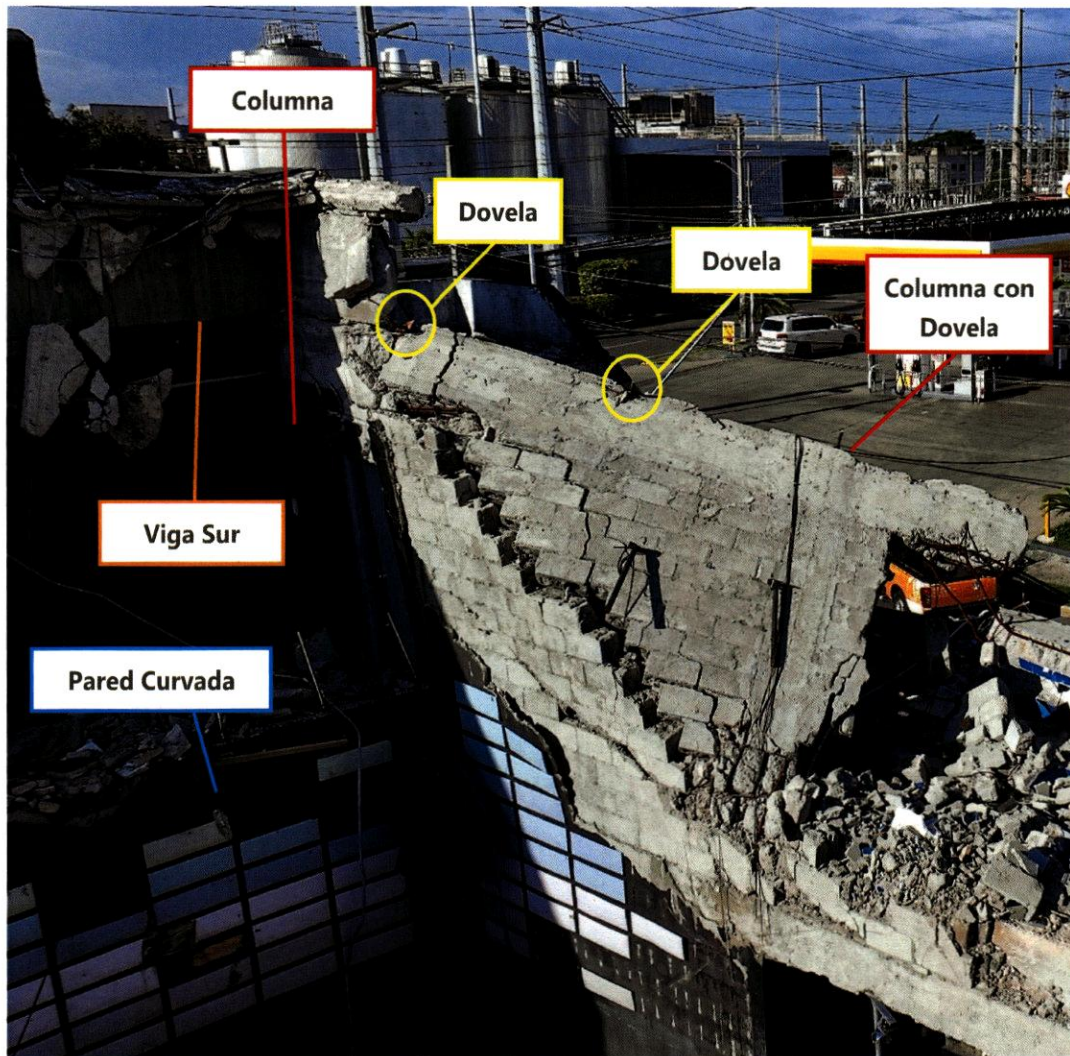


Figura 72. Vista de la esquina suroeste del edificio, en la que se observan dos dovelas entre columnas adyacentes.

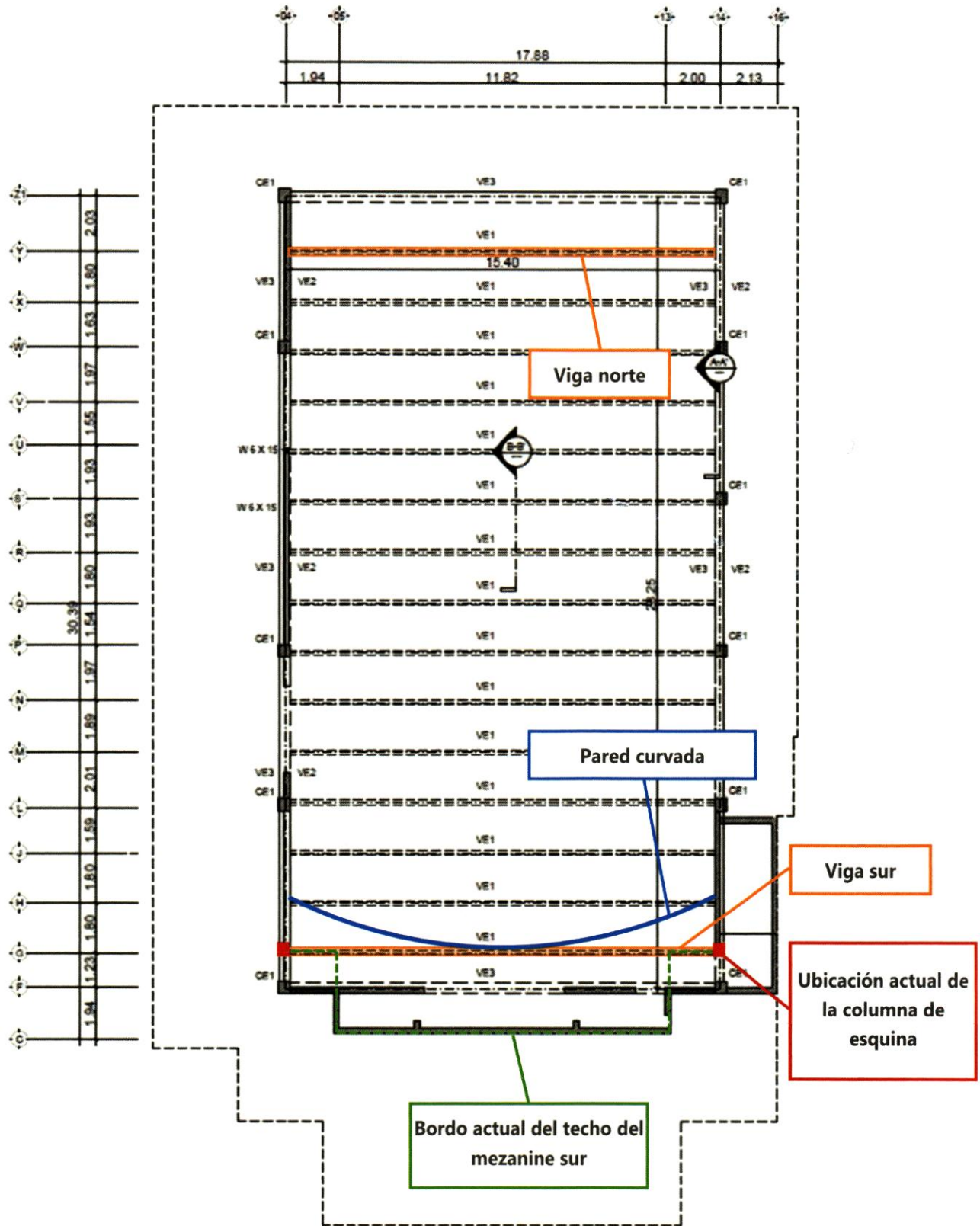


Figura 73. Extracto anotado en planta de la estructura del techo, basado en los planos del gobierno.

Espaciado de las Vigas Postensadas

Basándonos en la separación medida entre las dovelas de la pared oeste, indicada como la separación de vigas tomada en el Sitio B, determinamos que la separación de vigas era generalmente de 1.8 metros. Nuestras mediciones de campo confirman que los planos de ONESVIE representaron correctamente la separación de vigas, y asimismo confirman que el modelo ETABS preparado por los expertos del gobierno no lo hizo.

Diferencias en la Geometría y el Refuerzo de las Vigas Postensadas

Identificamos varias variaciones en la geometría de la sección transversal y los detalles del refuerzo en relación con los detalles estructurales proporcionados en el conjunto de planos de ONESVIE. En esta sección se revisan las diferencias identificadas para las vigas postensadas. Otros elementos presentaron geometría y refuerzo diferente, que se describen en detalle en el **Anexo D**.

Desalineación de Perfil del Tendón. Se midió el perfil de postensado en los especímenes de vigas del Sitio F y en las Vigas Norte y Sur del Sitio B. La curvatura del tendón es el perfil del tendón de postensado a lo largo de la viga y se espera que sea una curva generalmente parabólica con un punto alto en los extremos de la viga y un punto bajo en el centro (Figura 74). Durante nuestra investigación, se observó que el perfil del tendón de postensado era, en general, consistente con un perfil parabólico, en el que el punto más bajo en el centro del vano se creaba por el conducto del tendón apoyado en los estribos, con una excepción muy significativa del espécimen F-A-BM-21 (Figura 75).

El perfil del tendón del espécimen de viga F-A-BM-21 era significativamente diferente del patrón de curvatura parabólico identificado en otros especímenes de vigas (Figura 76). El perfil no parecía ser parabólico y, de hecho, parecía inverso a la curva parabólica prevista en la primera mitad de la viga. El perfil de la curvatura puede atribuirse a un ducto que no estaba adecuadamente fijado a la jaula de refuerzo antes de la colocación del concreto de la viga, lo que permitió que el ducto flotara hacia arriba durante la colocación del concreto. Independientemente de la causa, el perfil del postensado en F-A-BM-21 es un defecto de construcción que probablemente redujo la resistencia de la viga.

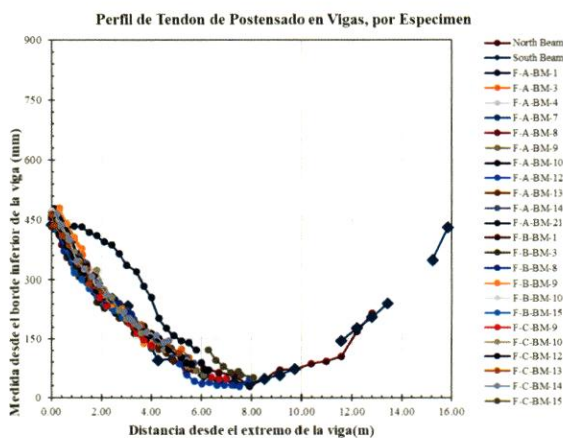


Figura 74. Curva del tendón de postensado por espécimen. El gráfico ampliado a tamaño real está disponible en el Anexo D.



Figura 75. Vista del espécimen de viga F-A-BM-21 en el Sitio F.

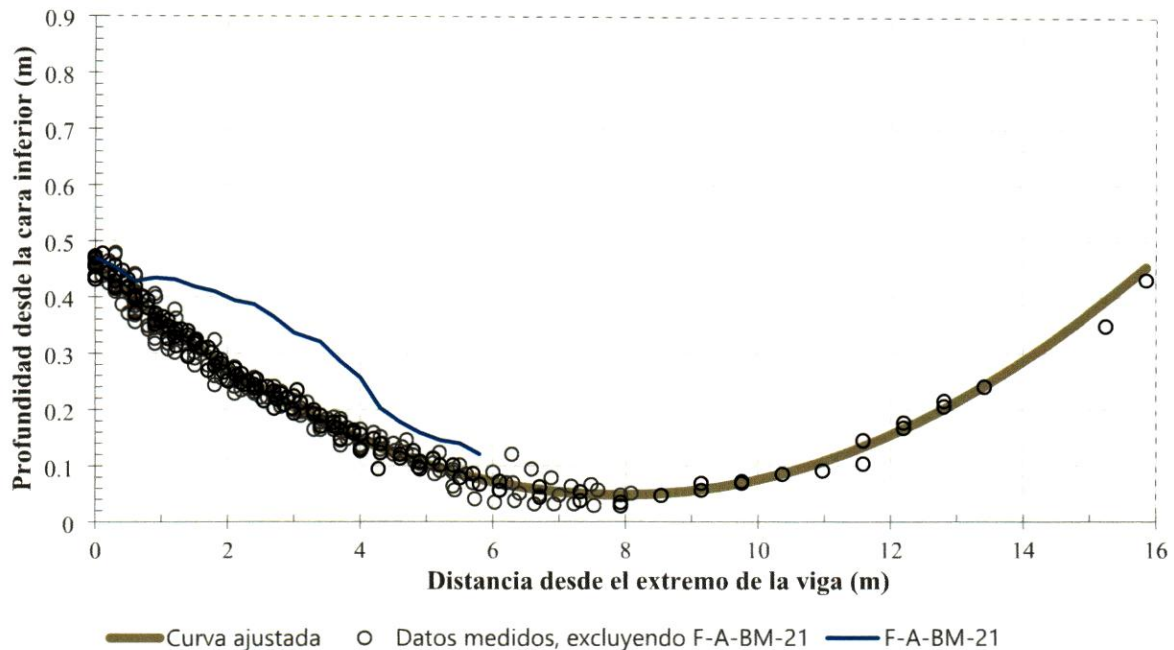


Figura 76. Curva parabólica ajustada del perfil del tendón PT, basada en datos medidos, trazada con la curvatura atípica del espécimen de viga F-A-BM-21.

Perfil del Tendón en el Punto más Bajo. En los especímenes de los Sitios F y B, el perfil del tendón en el punto más bajo (aproximadamente en el centro del vano) osciló entre 29 mm y 51 mm. En las Vigas Norte y Sur del Sitio B, los perfiles en el punto más bajo se midieron a ambos lados de los resaltes del diafragma en el centro del vano, entre 29 y 38 mm por encima del borde inferior de la viga (Figura 77). El rango medido fue significativamente menor que el punto más bajo del perfil utilizado en los cálculos proporcionados en el Apéndice 4 del informe de los expertos del gobierno, el cual indicaba que el punto más bajo del perfil del tendón se encontraba a 100 mm del borde inferior de la viga. Dado que el punto existente más bajo del perfil del tendón estaba más cerca del borde inferior de la viga de lo que los expertos del gobierno utilizaron en sus cálculos de resistencia de las vigas, la excentricidad in situ de los tendones era mayor, lo que significa que los expertos del gobierno habrían subestimado la resistencia de flexión de las vigas.

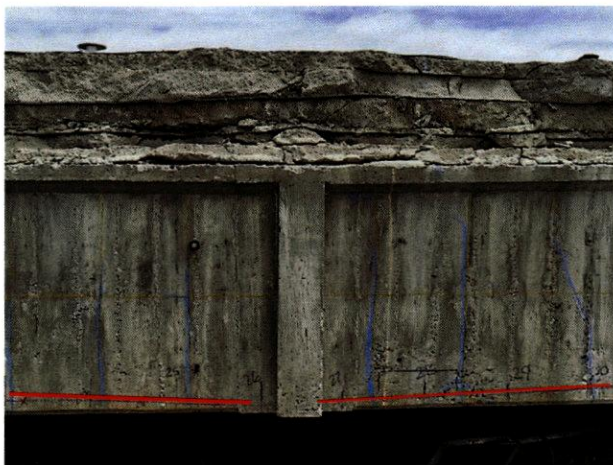


Figura 77. Perfil del tendón postensado (PT) marcado en rojo en el centro del vano de la Viga Norte.

Dos Disposiciones de Refuerzo en la Parte Central de las Vigas Postensadas. Se identificaron dos tipos diferentes de disposiciones de refuerzo en la parte central de las vigas postensadas. Cada tipo, denominado aquí Tipo 1 y Tipo 2, se encontró en aproximadamente la mitad de los especímenes de vigas. El refuerzo (longitudinal y en forma de estribos) dentro de la sección transversal consistía en barras de acero de #3 (3/8 de pulgada de diámetro, o 10 mm de diámetro). Aunque la disposición del refuerzo difería, no se observaron diferencias apreciables en el ancho y la profundidad de las vigas entre los Tipos 1 y 2.

- La sección transversal de la viga de tipo 1 contenía tres filas de refuerzo longitudinal en cada cara de la viga, confinadas por estribos (Figura 78), y se ajustaba en general a los planos de ONESVIE.
- La sección transversal de la viga Tipo 2 contenía cuatro filas de refuerzo longitudinal en cada cara de la viga, confinadas por estribos (Figura 79), y no estaba representada en los planos de ONESVIE.



Figura 78. Tres filas de refuerzo longitudinal en el espécimen de viga F-C-BM-10. Las líneas discontinuas en color naranja ilustran el refuerzo.

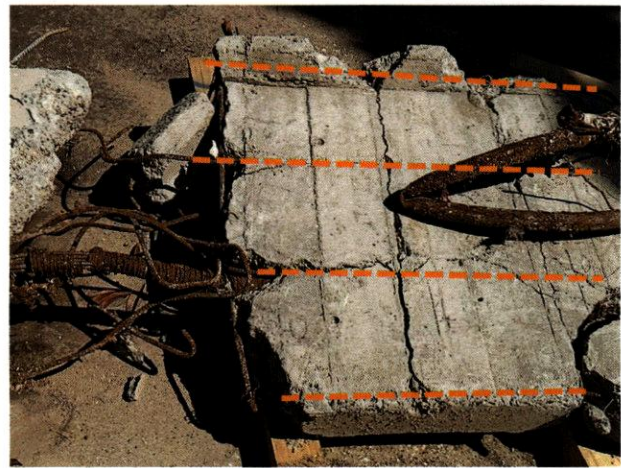


Figura 79. Cuatro filas de refuerzo longitudinal en el espécimen de viga F-C-BM-9. Las líneas discontinuas en color naranja ilustran el refuerzo.

Diferentes Condiciones de Refuerzo en los Extremos de la Viga. El refuerzo en los extremos de la viga no era el mismo que en la sección transversal central de la viga (Figura 80). La disposición del refuerzo en los extremos de la viga no se detalló en los planos de ONESVIE. La sección transversal rectangular del extremo contenía (10) barras de acero #4 (1/2 pulgada de diámetro, o 13 mm de diámetro) longitudinal y estribos #3. El refuerzo longitudinal consistía en 5 filas con barras en cada cara de la viga (marcadas en naranja en Figura 81). Seis de las barras de refuerzo longitudinales #4 se encontraban empalmadas mediante traslape con barras de diámetro #3 a unos 1200 mm de la cara del extremo de la viga.

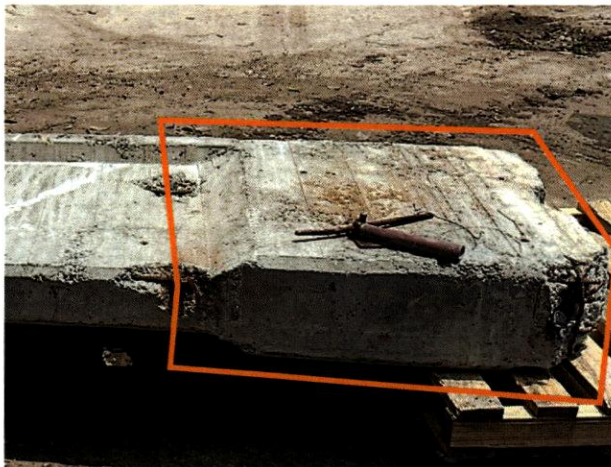


Figura 80. Extremo típico de viga identificado en el espécimen F-A-BM-8 (recuadro naranja).



Figura 81. Configuración típica del refuerzo en el extremo de la viga en el espécimen F-A-BM-4. El refuerzo longitudinal se muestra mediante líneas discontinuas en color naranja. Los estribos se muestran mediante líneas discontinuas en color azul.

Diafragmas Postensados en el Centro del Vano

Se recuperaron numerosos elementos de diafragma de vano medio postensados de los escombros en el Sitio F. Estos elementos de diafragma de vano medio tenían tendones de postensado que extendían su longitud aproximadamente a la mitad de su altura (Figura 82). El diafragma de vano medio no aparecía en los planos de ONESVIE ni en los modelos de análisis computacional del gobierno. No se identificaron indicios de lechada dentro del conducto del tendón del diafragma de la zona media del vano, lo que indica que es probable que el tendón no estuviera adherido.

En el centro del vano de las vigas postensadas, se observó un resalte que sobresalía del borde de la viga con un orificio para conectar el tendón PT a través de la viga (Figura 83). Basándose al resalte del centro del vano identificadas en las vigas postensadas (Figura 83), se determinó que el postensado en los diafragmas se extendía de manera continua a través de casi todas las vigas postensadas, excluyendo las vigas más al norte y más al sur. Las vigas más al norte y más al sur, que no estaban conectadas a las demás vigas mediante los diafragmas postensados del centro del vano, son, respectivamente, las vigas que permanecen en su lugar en el Sitio B, y que evaluamos como la Viga Norte y la Viga Sur (Figura 77).



Figura 82. Espécimen típico de diafragma postensado en el centro de la viga en F-C-BE-10.



Figura 83. Resalto típico del diafragma en el centro del vano de la viga, identificado en el espécimen de viga F-C-BM-15 (recuadro en naranja).

Deformación Medida en la Viga Norte

Durante nuestra investigación in situ, medimos la deflexión in situ de las Vigas Norte y Sur, a lo largo de las líneas de los ejes Y y G respectivamente, las cuales permanecieron en su lugar después del colapso. La deflexión se tomó como la diferencia entre el plano de referencia y el borde inferior de la viga. Previo a las mediciones de deflexión, se evaluaron las vigas y se determinó que no presentaban daños atribuibles al colapso, dado que el diafragma postensado terminaba en las líneas de los ejes H y X, lo que permitía que la viga ubicada en la línea del eje G actuara de manera independiente de las demás vigas que sostenían el techo.

La deflexión relativa máxima de la Viga Norte se registró en 108 mm aproximadamente en el centro del vano, mientras soportaba aproximadamente la mitad de la carga que había estado soportando durante años antes del colapso (Figura 84).

Las deflexiones medidas en la Viga Sur fueron significativamente menores que la deflexión de la Viga Norte. La deflexión de la Viga Sur se registró en unos 30 mm aproximadamente en el centro del vano. La deflexión de esta viga fue significativamente menor que la de la Viga Norte porque soportaba poca carga, aparte de una estrecha franja de losetas y finos sobre la parte superior de la viga y el peso del muro de parapeto situado encima. Adicionalmente, el claro de la Viga Sur es menor en comparación con el de la Viga Norte (y con el de las demás vigas de techo), ya que se encuentra parcialmente apoyada por muros que se extienden por debajo de la viga a lo largo de una parte de su claro (Figura 85)

Suponiendo que la Viga Norte se hubiera deformado 108 mm adicionales cuando soportaba su carga total (en lugar de su media carga en el momento en que medimos la deformación), su deformación sería consistente con las observaciones de la deformación aparente y visible en las fotografías de 2015 descritas anteriormente. Además, al comparar la deflexión en el centro del vano de 108 mm, medida in situ con la mitad de la carga real del techo, con la deflexión prevista por el gobierno de 76 mm bajo carga total, es evidente que el cálculo del gobierno es inconsistente con la evidencia física.

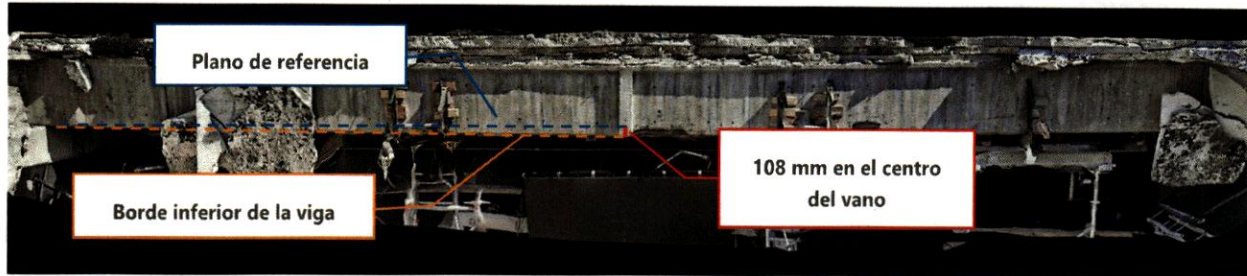


Figura 84. Esquema de la Viga Norte que muestra la medición de la deflexión in situ en el centro del vano.



Figura 85. Esquema de la Viga Sur que muestra los elementos de apoyo.

Fracturas de los Alambres de Postensado

Se observaron alambres de postensado fracturados en algunos especímenes de vigas de techo. En los extremos rotos de la mayoría de las vigas de techo, los tendones de postensado contenían doce (12) alambres de 7 mm dentro del ducto, lo que concuerda con los planos de ONESVIE. Sin embargo, en algunas vigas, el número total de alambres observados en el extremo roto del tendón era inferior a doce.

En el espécimen F-A-BM-12, solo se identificaron diez alambres en un extremo del tendón de postensado del espécimen, lo que parecía deberse a que algunos alambres se habían fracturado, ya que el anclaje del extremo tenía doce alambres embebidos (Figura 86). Se tomó una muestra de un cable fracturado y se envió al laboratorio para su examen.

Otro espécimen de viga, F-C-BM-10, tenía ocho alambres que sobresalían del extremo del ducto de tendón postensado (ocho visibles) en el extremo fracturado de la viga, pero tenía doce alambres embebidos en su anclaje terminal. Por lo tanto, tenía cuatro rupturas aparentes de alambres dentro del espécimen que no eran visibles.



Figura 86. Se observaron dos alambres fracturados dentro del ducto del tendón postensado del espécimen de viga F-A-BM-12 (flechas rojas).



Figura 87. Ocho alambres visibles dentro del ducto del tendón de postensado del espécimen de viga F-C-BM-10.

Corrosión del Tendón de Postensado

Se observó diversas condiciones de postensado en las cinco aberturas exploratorias realizadas en las vigas del Sitio B (3 aberturas) y el Sitio F (2 aberturas). Dentro de estas aberturas, evaluamos el estado general del ducto corrugado, la lechada y los alambres de postensado. Nuestros hallazgos se resumen a continuación.

Corrosión del Ducto de Postensado.

Varios ductos de postensado que fueron abiertos presentaban manchas de corrosión y/o pérdida de sección. En particular, se observó una pérdida de sección completa en el punto medio de la Viga Norte, acompañada de una corrosión significativa visible en el exterior del ducto (Figura 88 y Figura 89). El deterioro adicional incluía una corrosión menor del ducto exterior en la abertura del punto un cuarto de la Viga Norte, coincidiendo con una corrosión menor en el estribo de acero adyacente (Figura 90). El interior de los ductos también presentaba corrosión en el punto medio de la Viga Norte (Figura 91) y en F-A-BM-9 (Figura 92).

En general, la corrosión del acero de refuerzo y ducto observada se correspondía con ubicaciones en las que las grietas estaban alineadas con la ubicación de los estribos (Figura 88 y Figura 90).



Figura 88. Manchas típicas de corrosión en el acero de refuerzo y el exterior del ducto, en la abertura situada cerca del punto medio de la Viga Norte.

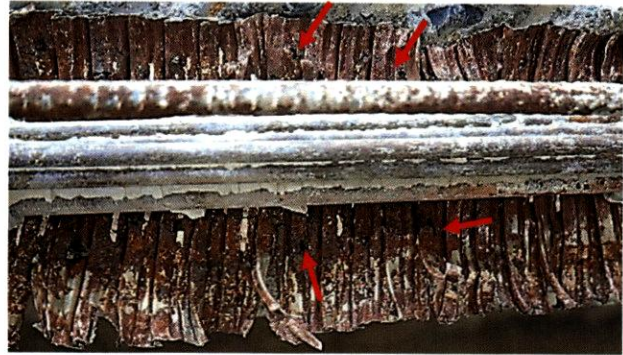


Figura 89. Ducto corrugado típico con pérdida de sección transversal (señalada con flechas rojas) y corrosión en la abertura cerca del punto medio de la Viga Norte.



Figura 90. Ducto metálico brillante con solo manchas de corrosión menores (flecha naranja) cerca de la ubicación del estribo (flecha roja) en la abertura cerca del punto de un cuarto de la Viga Norte.



Figura 91. Corrosión en la superficie interior del ducto corrugado en la abertura cerca del punto de un cuarto de la Viga Norte.



Figura 92. Alambre de postensado corroído (flecha naranja) adyacente a la mancha en el interior del ducto corrugado (flecha roja) en F-A-BM-9.

Corrosión y Deterioro de los Alambres de Postensado.

Se identificó corrosión y deterioro de los alambres de postensado en múltiples aberturas. Se observaron características de agrietamiento en ambas aberturas de la Viga Norte (Figura 93 y Figura 94) y la viga F-A-BM-9. Ad

emás, cuatro de las cinco aberturas presentaban corrosión identificable o manchas de corrosión en los alambres de postensado. Se identificó una corrosión distintiva de forma ovalada en el punto medio de la Viga Norte (Figura 95). Se observaron manchas de corrosión de forma más generalizada y se documentaron en la abertura de la Viga Sur, en ambas aberturas de la Viga Norte y en F-A-BM-9 (Figura 96 y Figura 97). En F-A-BM-9, se observaron manchas de corrosión en la lechada al retirar el ducto del tendón (Figura 98). Una vez retirada la lechada alrededor de los alambres, observamos que las manchas en la lechada se correspondían con la ubicación de las manchas de corrosión del cable, como se muestra en Figura 92.



Figura 93. Característica similar a una grieta en el cable expuesto en la vista inferior con manchas de corrosión en la abertura cerca del punto un cuarto de la Viga Norte (flecha roja).



Figura 94. Ejemplo de una característica similar a una grieta en los alambres de postensado (flecha roja) en la abertura cerca del punto medio de la Viga Norte.



Figura 95. Ejemplos de áreas de corrosión dentro de los alambres de postensado (flechas rojas) en la abertura cerca del punto medio de la Viga Norte.



Figura 96. Áreas con manchas de corrosión entre los alambres, vista desde abajo del ducto expuesto (flechas rojas) en la abertura cerca del punto un cuarto de la Viga Norte.



Figura 97. Manchas de corrosión en los alambres en la abertura cerca del punto medio de la Viga Sur (flechas rojas)

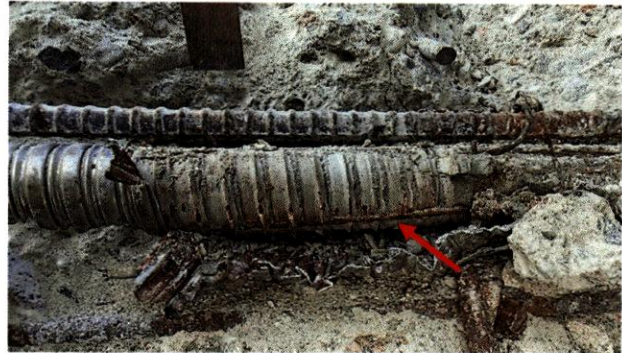


Figura 98. Vista de cerca desde la parte inferior de la abertura de la viga que muestra manchas de corrosión en el exterior expuesto de la lechada (flecha roja) en la muestra F-A-BM-9

Estado y Decoloración de la Lechada de los Tendones

Se identificó la lechada dentro del ducto de postensado en todas las aberturas exploratorias, lo que concuerda con nuestra hipótesis de que las vigas postensadas estaban adheridas. La lechada dentro del ducto se encontraba, en general, bien consolidada y parecía encapsular los alambres dentro del ducto de postensado (Figura 99). En la abertura del centro de la Viga Norte se observó lechada de color gris más oscuro en la parte inferior del tendón de postensado, en comparación con la lechada de color más claro de la parte superior (Figura 100).



Figura 99. Sección transversal de un ducto corrugado que expone la lechada y doce alambres de postensado. Muestra extraída del espécimen de viga F-B-BM-1



Figura 100. Lechada más oscura en la parte inferior del tendón, en la abertura cerca del centro de la Viga Norte (recuadro rojo).

Alambres de Postensado Dentro del Ducto

Se observó que algunos alambres de postensado estaban en contacto directo con, o muy cerca de, la cara interior de una pared parcialmente corroída del ducto (Figura 101). Los alambres presentaban manchas en la superficie y corrosión localizada, lo que se correspondía espacialmente con los productos de corrosión documentados en la superficie interior del conducto.

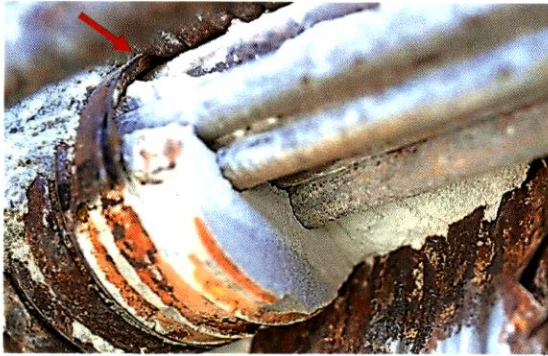


Figura 101. Vista ampliada que muestra la proximidad del alambre de postensado con respecto al ducto (flecha roja).

Estudios de Laboratorio

Como parte de nuestra investigación de campo, se extrajeron numerosas muestras de material de los escombros y se enviaron al laboratorio de ensayos estructurales y de materiales de WJE para su evaluación. Las muestras enviadas a nuestro laboratorio incluían:

- Un total de 55 muestras de tendones postensados con alambres extraídos de partes intactas de las vigas postensadas.
- Se extrajeron un total de 11 núcleos de las partes restantes del techo en los extremos norte y sur de la propiedad, y se midieron, pesaron y examinaron.
- Se enviaron a nuestro laboratorio un total de 11 muestras de lechada del interior del tendón de postensado, las cuales se sometieron a diversos exámenes y pruebas. Siete muestras de lechada procedían de las aberturas exploratorias en las Vigas Norte y Sur del Sitio B, y cuatro muestras de lechada de muestras extraídas en el Sitio F.

La evaluación de laboratorio de las muestras recogidas durante nuestra evaluación de campo ofreció información sobre el estado de la estructura antes del colapso, lo que nos permitió evaluar los posibles mecanismos de deterioro que podrían haber estado progresando y reduciendo significativamente la resistencia de las vigas postensadas.

Alambre y ducto de postensado

Deterioro del Alambre Postensado. Las vigas postensadas de la Discoteca Jet Set se reforzaron principalmente con doce cables de postensado (PT) de acero perlítico trefilado en frío de 7 mm. Como lo demostraron las pruebas realizadas por Metaldom S.A. en alambre del Sitio F (de acuerdo con el Anexo 7 del informe final de los expertos del gobierno), las resistencias a la tracción y a la fluencia de los alambres superan los 240 ksi (168,700 tonf/m²) y los 204 ksi (143 400 tonf/m²), respectivamente.

Fabricación de Alambres de Postensado. El proceso de trefilado en frío (estirados en frío) que da lugar a los alambres de acero utilizados en el concreto postensado consiste en pasar el alambre, a temperatura ambiente, a través de una serie de matrices sucesivamente más pequeñas, tal como se ilustra en la Figura 102. Esto obliga al acero a deformarse plásticamente, es decir, a deformarse de tal manera que no puede volver a su forma original, reduciendo su diámetro y aumentando su resistencia.

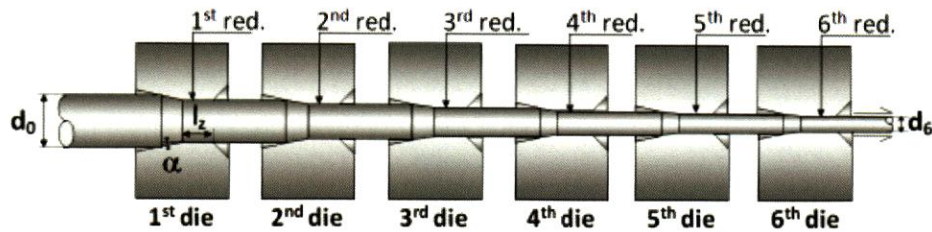


Figura 102. Ilustración del proceso de trefilado en frío utilizado en la fabricación de alambre de postensado. Imagen obtenida de Toribio 2022.

Deformar un alambre de esta manera, y especialmente en este grado, cambia significativamente tanto la microestructura como la estructura cristalina del acero, de formas que lo hacen más resistente y más propenso a ciertos tipos de deterioro. La Figura 103 muestra la microestructura típica del acero de alto carbono antes de convertirse en un alambre de postensado, es decir, antes de pasar por la primera matriz de trefilado. La Figura 104 muestra cómo se ve la microestructura del acero una vez completado el proceso de trefilado en frío. Los cristales individuales, o *granos*, de la *perlita* en capas que componen la microestructura, comenzaron orientados aleatoriamente entre sí, así como *equiaxiales* individualmente, lo que significa que cada grano tiene dimensiones aproximadamente iguales entre su altura, longitud y anchura. Después del estirado en frío, los granos de perlita se han alargado considerablemente, y todos en la misma dirección, es decir, la dirección en la que se estiró el alambre.



Figura 103. Perlita antes del estirado en frío, imagen obtenida de <https://studymeta.com/>.

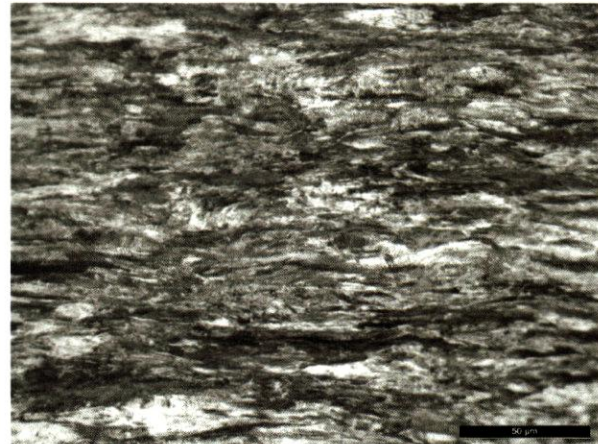


Figura 104. Perlita después del estirado en frío, imagen obtenida por WJE.

Aunque existe una clara diferencia en la microestructura del acero antes y después del estirado en frío, los cambios que realmente explican el aumento de la resistencia a la tracción se producen en lo más profundo de la estructura atómica de los cristales de perlita. De manera muy simplificada y esquemática, estos cambios se ilustran en Figura 105, que muestra la estructura atómica de un cristal individual. El cristal metálico representado contiene imperfecciones en su estructura, llamadas *dislocaciones*; la figura muestra que una *tensión de cizallamiento* lo suficientemente grande puede hacer que una dislocación se mueva, o *se deslice*, de un extremo del cristal al otro. A medida que el cristal se deforma, se crean más y más de estas dislocaciones, y cada vez más de ellas se deslizan. La deformación plástica inducida por el estirado en frío de un cable de tendón implica la creación —y el deslizamiento— de miles de millones de estas dislocaciones.

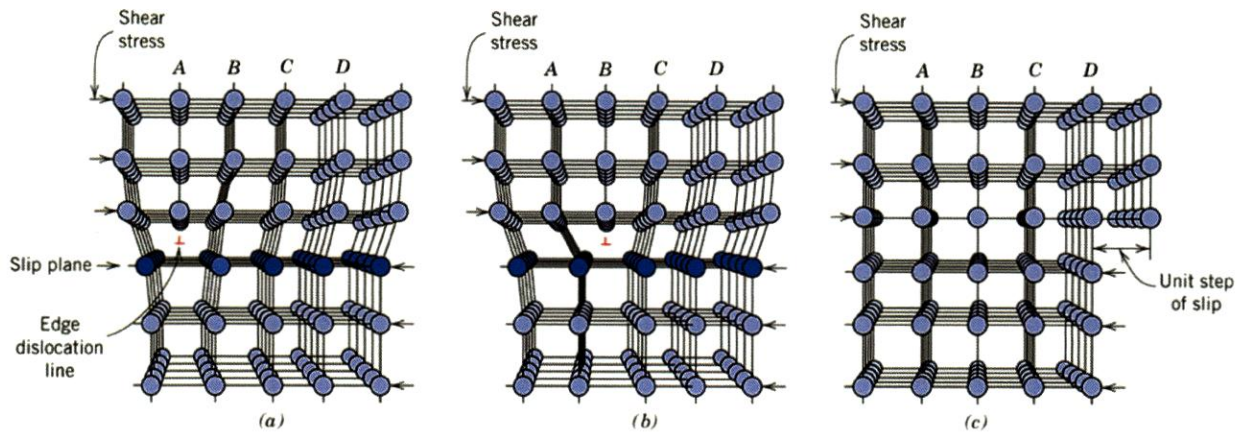


Figura 105. Una visualización de una estructura atómica típica de un cristal metálico, que ilustra cómo las dislocaciones pueden deslizarse cuando se aplican tensiones de cizallamiento lo suficientemente grandes. Imagen tomada de Materials Science and Engineering: 8ª edición

A medida que aumenta el número de dislocaciones, estas comienzan a obstaculizarse unas a otras. Se enredan. De hecho, se enredan tanto que cada vez son más las que se vuelven incapaces de deslizarse. La Figura 106 obtenida con un microscopio de alta potencia llamado microscopio electrónico de transmisión, capaz de obtener imágenes de la estructura de la materia a escala nanométrica, muestra cómo las dislocaciones pueden interferir entre sí. Como se muestra, donde el cristal es "perfecto", los electrones pasan directamente, pero dondequiera que encuentran una dislocación, se desvían o se ven impedidos. La Figura 106 muestra un trozo de metal justo cuando ha comenzado a deformarse; las partes blancas de la imagen representan las partes "perfectas" del cristal metálico, mientras que las líneas oscuras representan las dislocaciones. En la figura, que muestra nuevamente el metal justo después de que ha comenzado la deformación, las dislocaciones apenas están empezando a enredarse y a impedir el deslizamiento.

En el acero para alambre de tendón estirado en frío, las dislocaciones estarían tan apiñadas que la mayor parte de la imagen se vería negra. Esta es una de las principales razones por las que la resistencia a la tracción del alambre de tendón es tan alta. La otra razón principal es su alto contenido de carbono, ya que los átomos de carbono en el acero también son eficaces para prevenir el deslizamiento. Al actuar en conjunto, la alta densidad de dislocaciones y el alto contenido de carbono le dan al alambre de tendón una resistencia increíblemente alta, más de tres veces mayor que la del acero estructural común.

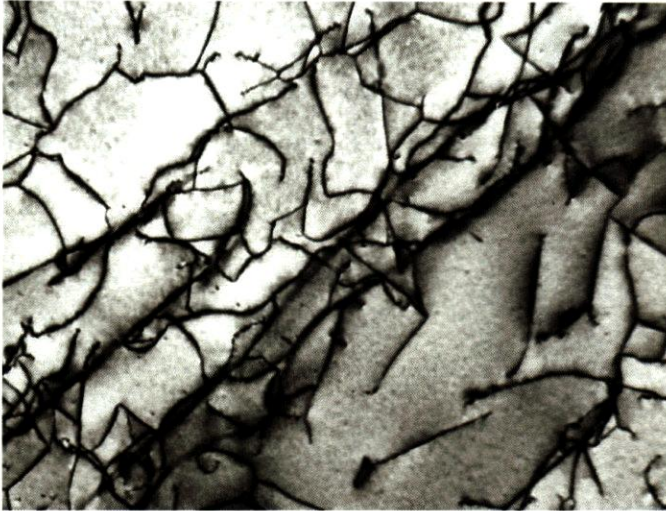


Figura 106. Imagen tomada con un microscopio electrónico de transmisión que muestra un trozo de metal justo en el momento en que comienza a deformarse. Imagen extraída de Materials Science and Engineering: 8ª edición

La resistencia ultra-alta creada mediante el trabajo en frío tiene sus inconvenientes, especialmente cuando va acompañada de altas *tensiones residuales*. Otro efecto del trefilado en frío, que puede ser muy perjudicial, es que la deformación plástica que se impone al alambre no es uniforme a lo largo de su diámetro. Esto requiere que un punto se adapte a la mayor o menor deformación que experimenta el material a ambos lados del mismo. Para aliviar *parte* de la tensión residual, se aplica al alambre un tratamiento combinado de calor y estiramiento después del estirado en frío final. Sin embargo, gran parte de la tensión residual permanece en el alambre, ya que para aliviarla por completo sería necesario sacrificar parte de la resistencia a la tracción.

En los elementos de concreto postensado, los tendones deben estar fabricados con alambre de alta resistencia y trabajada en frío debido a las elevadas tensiones de trabajo sostenidas a las que están sometidos los alambres a lo largo de su vida útil. En elementos de concreto como las vigas postensadas que sostenían el techo de la Discoteca Jet Set, el postensado se refiere al estiramiento de los alambres que se extienden a través de conductos que recorren toda la longitud de las vigas para desarrollar una fuerza axial de compresión en las mismas. Dado que el concreto es relativamente débil a la tracción, esta fuerza axial de compresión mejora significativamente la resistencia y el comportamiento estructural del elemento cuando se somete a carga. Para desarrollar esta fuerza axial de compresión, después de que se ha construido un elemento de concreto postensado y se le ha dejado curar durante algún tiempo, se somete a postensado, lo que significa que se tensan los cables de postensado para inducir una tensión.

Durante la operación de tensado inicial, los cables de postensado se tensan habitualmente hasta aproximadamente el 80 % de su resistencia a la tracción máxima, lo que a menudo excede su límite elástico. A los productos de acero estructural comunes casi nunca se les exige que funcionen a largo plazo al 80 % de su resistencia a la tracción máxima. Esta combinación de resistencia ultraalta y tensión aplicada muy alta hace que el acero de los alambres de tendones sea altamente sensible al *hidrógeno difusible*. La alta densidad de dislocaciones, el alto contenido de carbono, las altas tensiones de tracción residuales y las altas tensiones de tracción aplicadas contribuyen a esta sensibilidad al hidrógeno.

Sensibilidad al Hidrógeno. Para que el hidrógeno tenga un impacto significativo en una pieza de acero, debe haber hidrógeno disponible. El hidrógeno libre en la superficie del acero puede provenir de muchas fuentes, pero la fuente más común en las estructuras es una reacción de corrosión. Las reacciones de corrosión en el acero generan átomos de hidrógeno (H), la mayoría de los cuales se combinan para formar moléculas de H_2 que se agrupan y se alejan inofensivamente del acero en forma de gas hidrógeno. Sin embargo, una fracción de los átomos de hidrógeno penetra en el acero, lo cual pueden hacer fácilmente porque son más pequeños que los espacios entre los átomos de los cristales, y *se difunden* rápidamente a través de la estructura cristalina.

Dondequiera que los átomos de hidrógeno se encuentren con una región de *dilatación de la red*, es decir, donde la estructura cristalina (véase Figura 105) está siendo sometida a tensión —y, por lo tanto, estirada (dilatada)— en las tres direcciones al mismo tiempo, tienden a acumularse. La dilatación de la red ocurre localmente en concentraciones de tensión, tales como discontinuidades geométricas, que son muescas internas o externas donde las tensiones son localmente más altas y más *triaxiales*. Las picaduras de corrosión se encuentran entre esos tipos de muescas y son doblemente perjudiciales, ya que su formación y crecimiento crean condiciones químicas localizadas que aumentan la tasa de producción de hidrógeno atómico.

Una vez que la concentración de hidrógeno atómico en la superficie del acero supera un umbral crítico, determinado por una combinación del nivel de resistencia del material y el nivel de tensión aplicada, se iniciará una grieta y comenzará a crecer. Este proceso de acumulación de hidrógeno y posterior agrietamiento puede requerir años de exposición en servicio y se conoce como *agrietamiento asistido por hidrógeno* (HAC). En tales casos, las grietas asistidas por hidrógeno crecerán gradualmente hasta alcanzar un tamaño crítico, determinado por la tensión aplicada y la *tenacidad a la fractura* intrínseca (resistencia a la fractura repentina) del acero. La tenacidad a la fractura relativamente baja de los alambres de acero de alto carbono estirados en frío, especialmente cuando están cargados con átomos de hidrógeno, combinada con las altas tensiones producidas por el tensado de los tendones y las cargas de servicio, da como resultado tamaños de grietas críticas relativamente pequeños y, por lo tanto, potencialmente peligrosos.

HAC es una causa muy común de fracturas en aleaciones metálicas de alta resistencia, como los alambres de postensado. De hecho, la HAC ha contribuido a fallos en elementos de concreto postensado en todo el mundo. En estructuras sometidas a cargas elevadas, cuando el proceso gradual de la HAC acaba por fracturar los alambres, la pérdida de capacidad resultante puede provocar el fallo de la estructura.

Las siguientes secciones describen cómo nuestro examen metalográfico de los alambres postensados identificó los ingredientes necesarios para el HAC, las pruebas de su presencia y las fracturas resultantes del mismo. El conjunto de las pruebas apunta a que el HAC progresivo de los alambres de postensado es la causa principal de las fracturas de los alambres de tendones observadas en los escombros de la discoteca Jet Set. Estas fracturas habrían debilitado las vigas postensadas y podrían haber contribuido a su colapso.

Múltiples Fuentes de Hidrógeno. Como parte de nuestra investigación de campo, retiramos concreto en ubicaciones seleccionadas en el Sitio B y el Sitio F para exponer porciones no examinadas previamente “vírgenes” de los ductos de postensado. Una abertura de inspección de un cuarto de vano en la Viga

Norte se puede ver en la Figura 107. En este caso, el exterior del ducto no mostraba corrosión visible; sin embargo, se observa una corrosión clara en la superficie interior del ducto (Figura 108). También se observan manchas de corrosión en los alambres (Figura 109) y se observan características similares a grietas en un alambre de tendón (Figura 110).



Figura 107. Vista de la superficie exterior del ducto del tendón en la abertura de inspección del cuarto de la Viga Norte en el Sitio B



Figura 108. Vista de la superficie interior del ducto del tendón en la abertura de inspección del cuarto de la Viga Norte en el Sitio B.



Figura 109. Vista inferior del ducto expuesto con la lechada y los alambres de postensado a la vista. Obsérvense las zonas con manchas de corrosión en los alambres (flechas amarillas)



Figura 110. Vista inferior adicional del cable expuesto con manchas de corrosión. Obsérvense las características similares a grietas en el alambre expuesto (flecha amarilla)

En el Sitio F (de la Figura 111 a Figura 113) se observó contacto directo entre al menos un alambre y el ducto, con evidencia de corrosión por picaduras en ambas superficies. Cualquier tipo de corrosión produce hidrógeno atómico que puede penetrar y difundirse en las superficies de acero de ultra alta resistencia, lo que eventualmente conduce a la corrosión por agrietamiento asistido por hidrógeno (HAC). El interior del ducto en cada una de las cuatro aberturas de inspección en los Sitios B y F indica la presencia de lechada con exceso de agua, lo que puede aportar agua y contribuir a la reacción de corrosión.

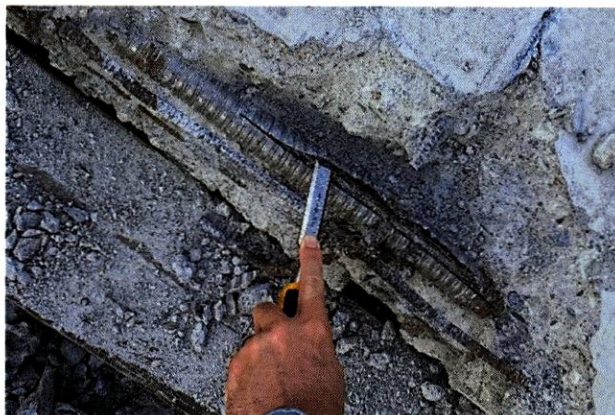


Figura 111. Abertura de inspección de tendones en la viga F-A-BM-9 en el Sitio F.



Figura 112. Acercamiento del borde inferior de la apertura de la viga, mostrando manchas de corrosión en el exterior de la lechada expuesta (flecha verde).



Figura 113. Evidencia de contacto directo entre el alambre y el ducto en la misma ubicación que se muestra en la Figura 111.

Evidencia de Agrietamiento Asistido por Hidrógeno (HAC). En el alambre de acero de alta resistencia trefilado (estirados) en frío, el HAC se caracteriza a menudo por grietas que se inician transversalmente al eje del alambre y luego se propagan aproximadamente en paralelo al eje del alambre. Una característica adicional del HAC en los cables de postensado es el agrietamiento adicional en o cerca del sitio de inicio de la grieta primaria. Los investigadores forenses metalúrgicos suelen describir estas como *grietas secundarias*. En dos de los alambres que se recuperaron tras el colapso, *las grietas secundarias* eran visiblemente discernibles, como se muestra en Figura 114 y Figura 115. Figura 116 y Figura 117 muestran la grieta secundaria visible en Figura 115 tras el corte metalográfico. Es importante destacar que no se observa agrietamiento secundario en los alambres de tendones de acero que han sufrido una simple sobrecarga.

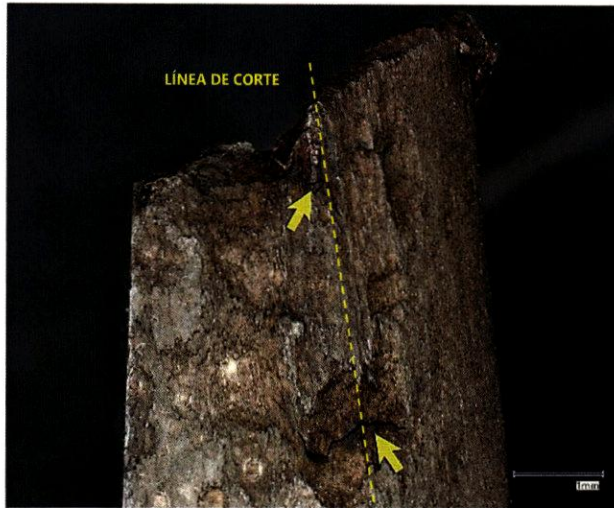


Figura 114. Grieta secundaria en el alambre de F-C-BM-13.



Figura 115. Grieta secundaria en el alambre de F-A-BM-9.

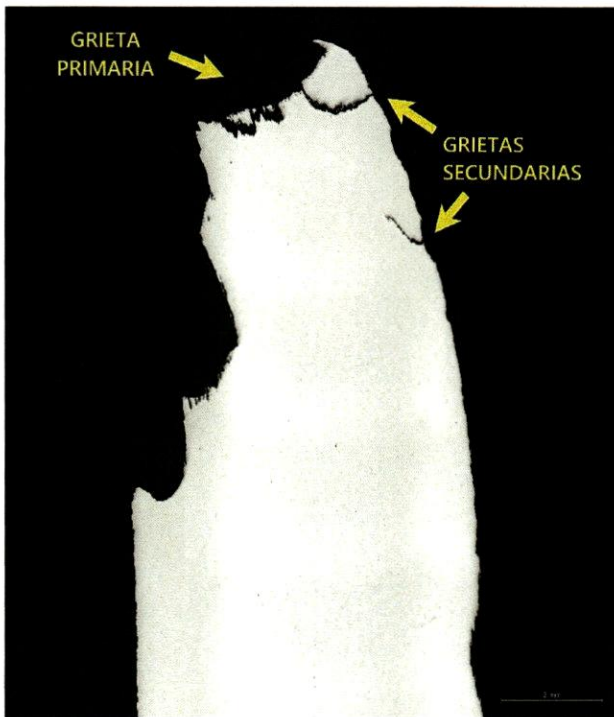


Figura 116. Vista general de la sección metalográfica tomada del alambre fracturado de F-C-BM-13. Véase la Figura 116 para la línea de corte.

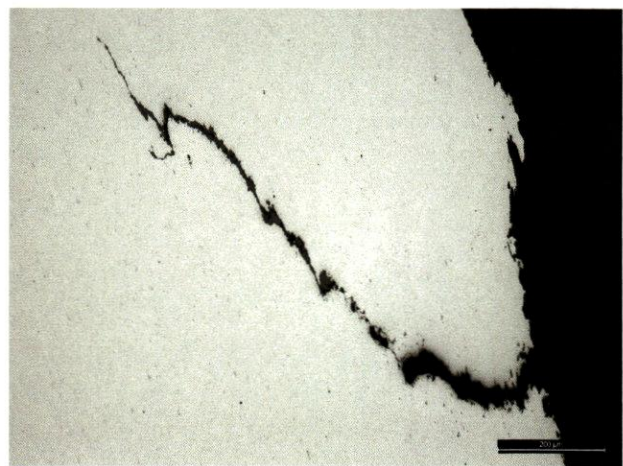


Figura 117. Vista ampliada de la grieta secundaria inferior mostrada en Figura 116.

Además de las grietas observadas en los alambres postensados muestreados y revisados en el laboratorio, se observaron posibles grietas en los alambres postensados examinados en las vigas restantes del Sitio B (véase Figura 107 a Figura 110, Figura 118 y Figura 119). Dado que estos alambres no pudieron extraerse ni evaluarse bajo el microscopio, no se pudo determinar de manera definitiva que fueran el resultado de HAC; sin embargo

, su aspecto visual y su ubicación junto a productos de corrosión sugieren que es probable que sea HAC.



Figura 118. Imagen de un alambre de postensado de una abertura de inspección cerca del punto medio de la Viga Norte en el Sitio B, con corrosión por picaduras (flechas azul) y señales de agrietamiento (flecha amarilla).

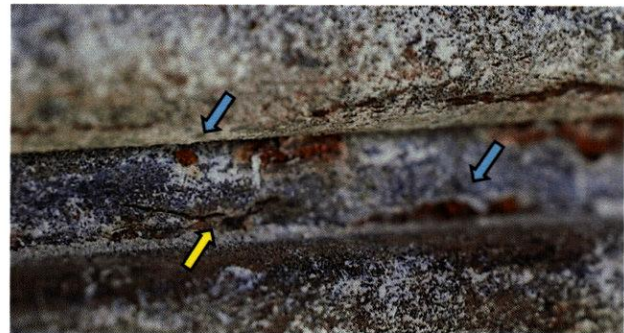


Figura 119. Imagen en primer plano de un cable de postensado de la Viga Norte en el Sitio B, que muestra corrosión por picaduras (flechas azules) y señales de agrietamiento (flecha amarilla).

Fracturas de Alambres. Al menos un alambre extraído de la muestra F-A-BM-12 presentaba una morfología de fractura que indicaba que podría haber sido causada por HAC. Compárese las características de la cara de fractura entre la sobrecarga simple, tal como se produce en un ensayo de tracción de laboratorio de un alambre de tendón (no del Sitio B ni del Sitio F) en Figura 120 y Figura 121, y dos de los alambres fracturados de la muestra de tendón del Sitio F identificada como F-A-BM-12 (Figura 122 y Figura 123). Obsérvese que la cara de fractura producida por una simple sobrecarga (Figura 120 y Figura 121) presenta una meseta central, que consiste en un punto de inicio de la fractura cercano a la línea central y un desgarro dúctil radialmente hacia afuera, y está rodeada por un reborde de cizallamiento producido por la separación final. Por el contrario, las caras de fractura de dos alambres de F-A-BM-12 (Figura 122 y Figura 123) presentan un punto de inicio *superficial*, una meseta de crecimiento de la grieta por HAC, una rápida extensión de la grieta por desgarro dúctil y un labio de cizallamiento que rodea *parcialmente* la meseta.



Figura 120. Vista en planta de la cara de fractura producida por una sobrecarga simple durante un ensayo de tracción de un alambre de tendón.



Figura 121. Vista oblicua de la cara de fractura producida por una sobrecarga simple durante un ensayo de tracción de un alambre de tendón.

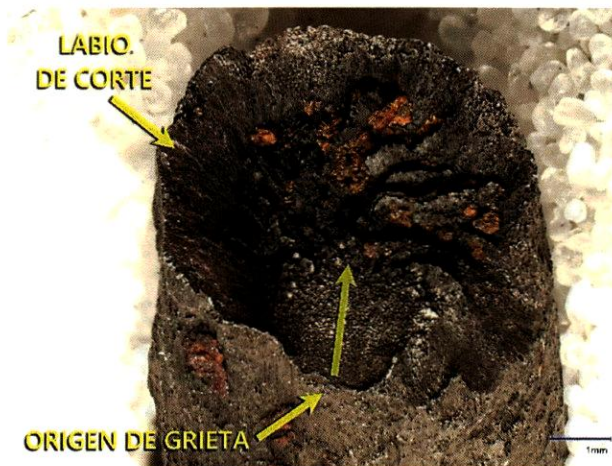


Figura 122. Cara del alambre fracturado No. 1 de F-A-BM-12.



Figura 123. Cara del alambre fracturado No. 2 de F-A-BM-12.

Conclusiones Clave. En resumen, nuestro examen metalográfico de los alambres de postensado identificó indicios de HAC en los tendones expuestos de las vigas in situ del Sitio B y en los alambres de postensado extraídos de las vigas del techo del Sitio F. Estos indicios sugieren que el HAC se estaba desarrollando gradualmente en el interior de los alambres de postensado, lo que podría haber provocado la fractura de dichos alambres y, en consecuencia, el debilitamiento de las vigas de concreto postensado.

Es importante destacar que es casi seguro que el HAC identificado y las fracturas por HAC no son el resultado de un deterioro ocurrido después del colapso. Esto se debe a que el HAC se ve favorecido por la dilatación reticular, que ocurre principalmente cuando el cable está sometido a un esfuerzo en tensión elevado. Por lo tanto, es muy poco probable que el HAC haya podido progresar después del colapso, cuando se había eliminado el esfuerzo a tensión en los alambres de postensado.

Muestras del Techo

Se extrajeron un total de 11 núcleos de las partes restantes del techo, incluidos cinco de la parte norte del techo y seis de la parte sur del techo. Figura 124 muestra la ubicación aproximada donde se extrajeron los núcleos del techo para nuestra investigación (11) y la previa extraída durante la investigación de los expertos del gobierno (1). La ubicación de núcleos se dispersó intencionalmente a lo largo del techo para comprender cómo varía el espesor de las capas de finos a lo largo de las vigas postensadas.

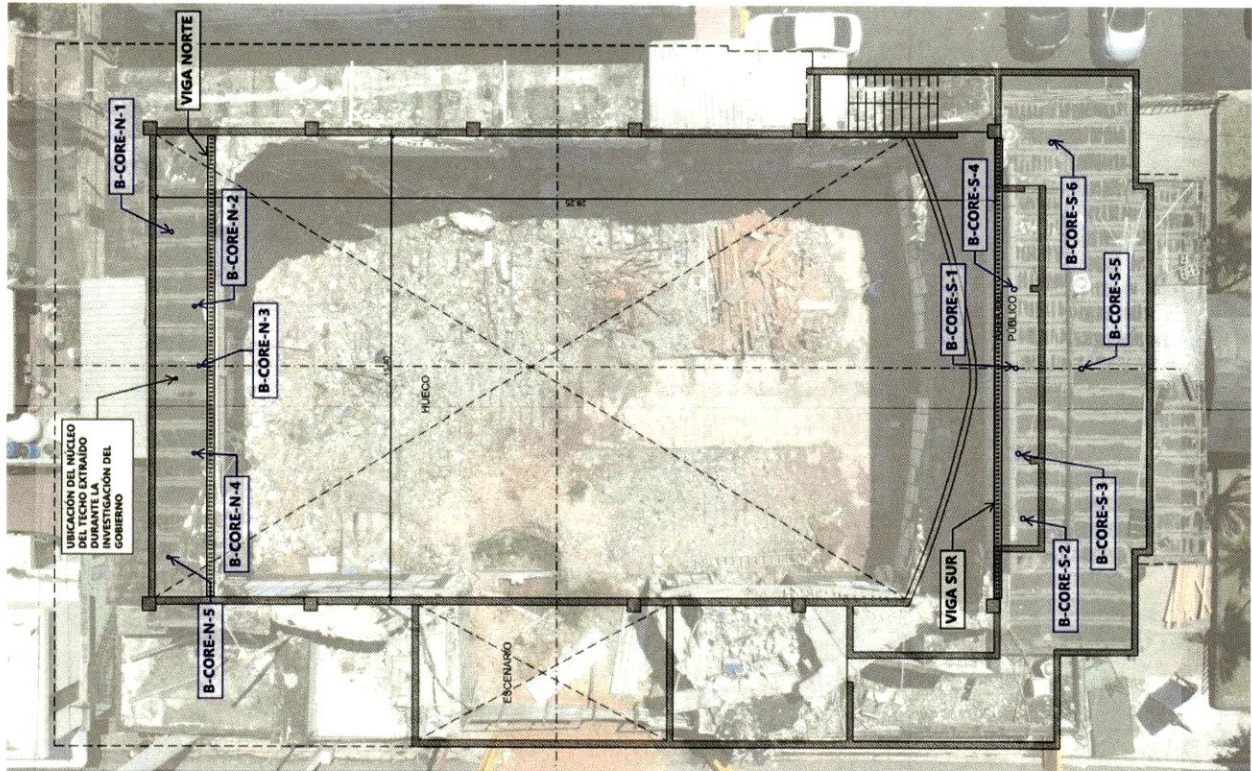


Figura 124. Ubicación aproximada de los núcleos extraídos del techo, superpuesta sobre una imagen aérea de Jet Set.

Espesor de las capas. Entre las capas de finos identificadas, nuestro examen encontró solo cuatro capas primarias claras de finos que consisten en las capas T, A, B y C. Se identificaron otras dos capas auxiliares delgadas (Z y X) en algunos de los núcleos, pero no eran predominantes en todo el techo. El espesor total de los finos medido en los núcleos extraídos de la parte norte del techo osciló entre 0.12 y 0.31 metros. Por el contrario, los núcleos extraídos de la parte sur del techo oscilaron entre 0.07 y 0.13 metros.

Las cuatro capas principales de finos estaban separadas por capas de materiales de techado. Esto indica que los finos se instalaban típicamente durante proyectos de renovación del techo. Las dos capas inferiores de finos, las capas B y C, que se observaron en totalidad del techo, están separadas por capas asfálticas negras de impermeabilización, de las cuales no tenemos registros que indiquen que hayan sido instaladas por los propietarios actuales. En general, el espesor total de los finos parece estar relacionado con la ubicación a lo largo de la viga, ya que los núcleos en el centro de las vigas tienen un espesor de finos mayor que los de los extremos.

Mediciones de campo. Para evaluar más a fondo cómo variaba el espesor total de los finos a lo largo de la viga, recopilamos mediciones de campo del espesor de los finos en lugares accesibles a lo largo del lado

norte que no se habían derrumbado. Figura 125 ilustra las mismas cuatro capas principales de finos (T, A, B y C) identificadas en los núcleos. Figura 126 muestra las ubicaciones de la parte superior de las capas de finos o de la tabla del techo, medidas en relación con la parte superior de las vigas de soporte en lugares accesibles. A partir del gráfico, la capa total de finos puede determinarse como la distancia vertical entre la parte superior de la tabla y la capa más alta de finos. En consecuencia, a partir de Figura 126, la capa total de finos oscila entre 0.15 y 0.36 m, lo que concuerda en general con las mediciones de las ubicaciones de los núcleos seleccionadas en lugares cercanos.

El espesor de los finos medido a partir de los núcleos y en el terreno a lo largo de las vigas norte y sur restantes en el Sitio B indica que los espesores de la capa de finos son mayores en el centro de la luz de la viga que en el borde del techo. Se espera cierta variación en el espesor desde el centro de la luz hasta el borde del techo para proporcionar la pendiente del techo necesaria para el drenaje.

Sin embargo, a lo largo de los años se añadieron capas adicionales que también presentaban un espesor variable. Además, como se señaló en la sección de revisión de documentos anterior, observamos que parece haber un aumento en la deflexión en el centro de la viga (vano) con el paso del tiempo. Estas dos observaciones, tomadas en conjunto, sugieren que es posible que se hayan añadido finos con el tiempo para tratar de compensar la creciente deflexión en el centro de la viga.



Figura 125. Montaje típico del techo sobre la Viga Norte. Fotografía tomada a unos 7.5 metros del extremo oeste de la Viga Norte.

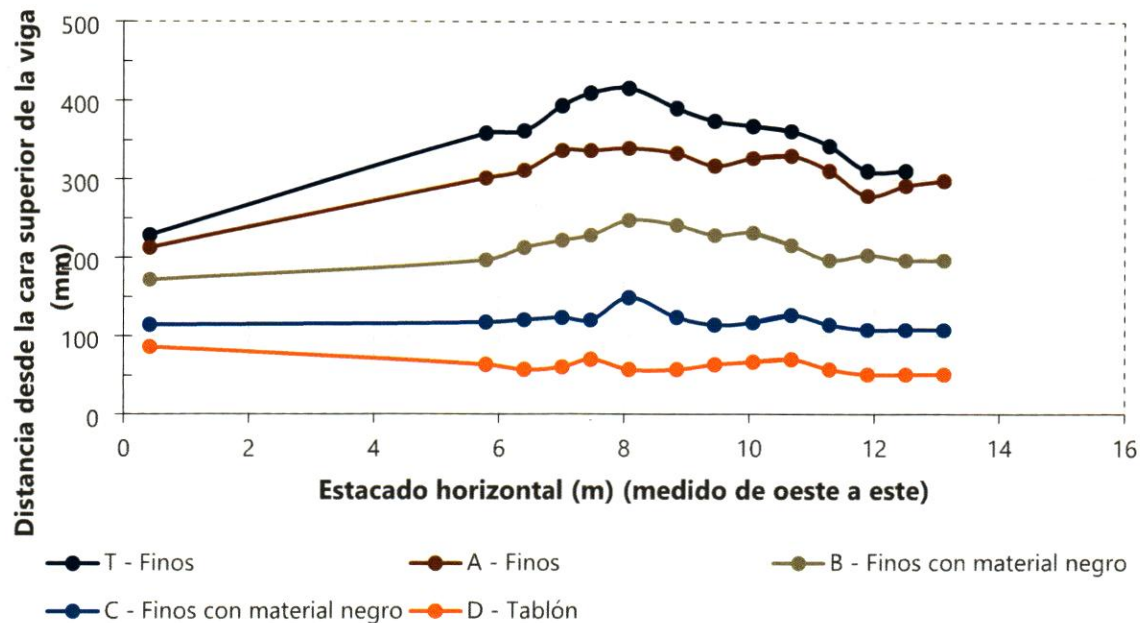


Figura 126. Ubicación de la parte superior de las capas de finos o tablones en relación con la parte superior de la viga norte a lo largo del vano.

Pesos unitarios: Además de medir el espesor de cada capa de finos, se pesaron las capas individuales de los finos para determinar sus pesos unitarios efectivos. En todas las capas de finos medimos un peso unitario promedio de aproximadamente 2.1 tonf/m³. Este peso unitario nos permite estimar la carga total sobre la estructura proveniente de los finos.

Lechada de postensado

La lechada dentro de los conductos de postensado es una pasta limpia que contiene cemento Portland sin otros materiales cementosos ni agregados (**Anexo E**). La lechada presenta evidencia concluyente de un exceso de agua en la mezcla durante su preparación original, es decir, que se utilizó más agua de la necesaria para hidratar el cemento. La evidencia incluye un aumento en la dureza de la lechada de arriba hacia abajo dentro del ducto, un aumento en el tamaño de las partículas del cemento Portland de arriba hacia abajo en el ducto, un oscurecimiento de la pasta de un gris más claro a un gris más oscuro de arriba hacia abajo en el ducto, y un aumento en la porosidad de la pasta en la lechada en la mitad superior del ducto en comparación con la mitad inferior del ducto.

El exceso de agua presente en la lechada es significativo porque, en la práctica, da lugar a un exceso de agua dentro de los ductos de postensado. Este exceso de agua de la mezcla podría persistir en los ductos durante un período prolongado, ya que los ductos son entornos cerrados de los que el agua generalmente no puede escapar. Esta agua estaría entonces disponible para facilitar el deterioro de los alambres de postensado a través de mecanismos como el agrietamiento asistido por hidrógeno.

Análisis Estructural

Esta sección presenta un resumen del análisis estructural de Jet Set que realizamos. En el **Anexo F** se proporciona información más completa y complementaria (por ejemplo, sobre cómo se desarrollaron los modelos numéricos y sus resultados). El análisis estructural se realizó para comprender (a) las demandas de carga en las vigas postensadas en relación con su resistencia a flexión y (b) cómo el diafragma postensado (que los expertos del gobierno ignoraron) afecta el comportamiento estructural y la distribución de cargas entre las vigas transversales.

Enfoque del Análisis. La Figura 127 ilustra nuestro modelo ETABS e identifica los elementos estructurales que afectan a la resistencia a flexión de las vigas transversales. Si bien el desarrollo del modelo ETABS se expone en el **Anexo F**, nuestro enfoque general consistió en utilizar la misma información proporcionada por ONESVIE a los peritos del gobierno para generar los modelos numéricos, con el fin de minimizar las inconsistencias en los datos de entrada entre nosotros y los peritos del gobierno. Entre los ejemplos de dicha información se incluyen la profundidad de los finos, las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales y la ubicación de los elementos en Jet Set. Sin embargo, ONESVIE y los expertos del gobierno definieron o realizaron incorrectamente (a) el número y el espaciado de las vigas transversales, (b) la ubicación de las columnas de concreto en el extremo sur de Jet Set, (c) el procesamiento de las resistencias de los materiales utilizadas para determinar las capacidades de los elementos, y (d) la ubicación del refuerzo postensado en las vigas transversales. Esto afectó sus cálculos de las demandas de carga y capacidades de las vigas transversales; por lo tanto, nuestros modelos numéricos y cálculos de capacidad difieren de los de los expertos del gobierno en aspectos relacionados con la rectificación de los errores listados previamente (como se explica con mayor detalle en el **Anexo F**).

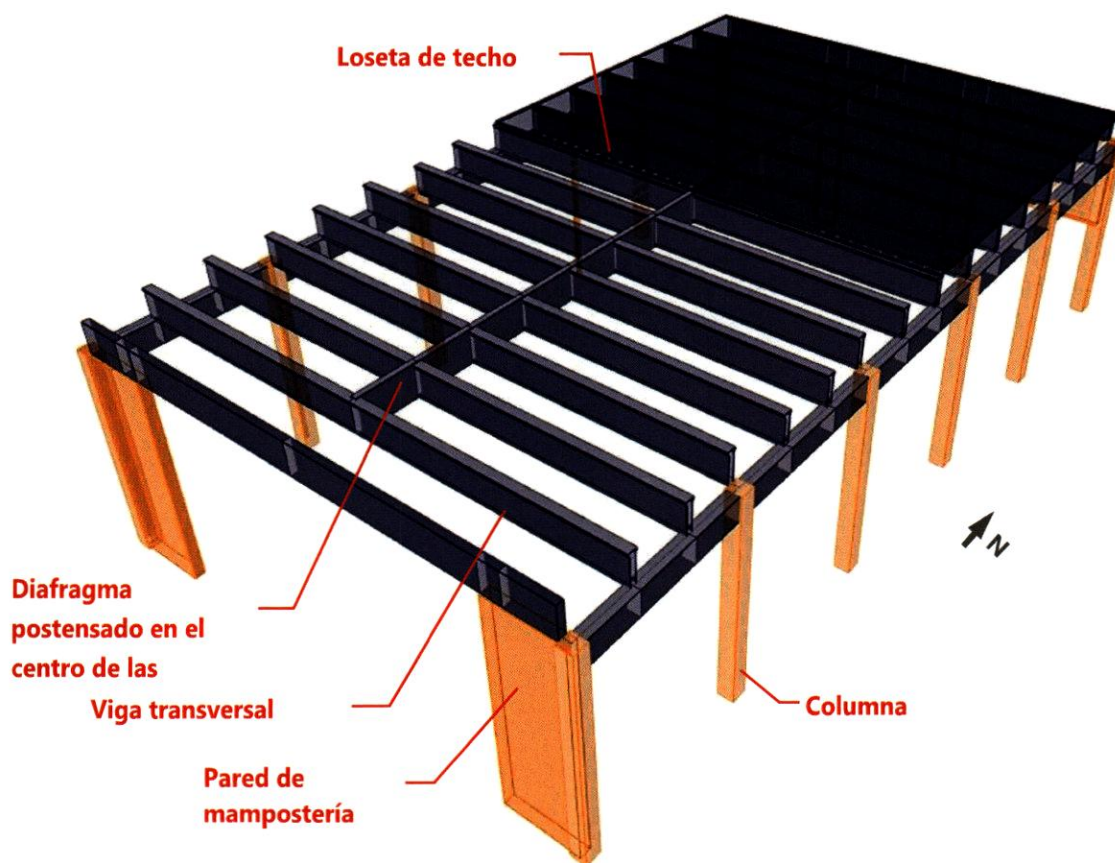


Figura 127. Vista isométrica de nuestro modelo ETABS con los elementos estructurales típicos identificados. Nota: (a) algunas losetas y elementos del techo utilizados para la aplicación de cargas en el techo se han ocultado en la vista para facilitar la identificación del diafragma postensado en el centro del vano; (b) solo se incluyeron en el modelo ETABS los elementos que influyen en las demandas calculadas sobre las vigas transversales.

Evaluación de la Capacidad a Flexión

Para evaluar la capacidad a flexión de las vigas transversales postensadas, primero se extrajeron las demandas de momento flector de nuestro modelo ETABS, las cuales se muestran en la Figura 128. A partir de ese modelo, hemos determinado que la viga sometida a mayor carga no se encontraba en el eje H ni en el eje J (como indicaron los expertos del gobierno), sino adyacente al eje P'. Cabe señalar que el eje P' se encuentra en el extremo sur de la iluminación de la pista de baile, en el lugar o cerca del lugar donde parece haberse iniciado el colapso, según la revisión de los videos tomados la noche del colapso. También es importante señalar, a partir de la Figura 128, que los momentos flectores máximos en las vigas de los ejes H y J son aproximadamente un 20 por ciento menores que los de la viga del eje P', lo que subraya el efecto del espaciado y ubicación incorrectos de las vigas transversales en el extremo sur del Jet Set usados por los expertos del gobierno en su modelo, y de las cargas amplificadas aplicadas a estas vigas en dicho modelo.

La capacidad a flexión de las vigas transversales se calculó mediante un análisis de momento-curvatura utilizando propiedades de los materiales medidas in situ, proporcionadas en el informe de los expertos

del gobierno y procesadas por nosotros tal como se describe en el **Anexo F**. Aunque los expertos del gobierno han asumido en sus cálculos de capacidad que los tendones no estaban adheridos, en nuestra evaluación de campo no encontramos indicios de que los tendones de las vigas del techo no estuvieran inyectados con lechada. Por lo tanto, hemos calculado la capacidad a la flexión de las vigas transversales suponiendo que los tendones estaban inyectados con lechada y, por lo tanto, adheridos.

Basándonos en cálculos manuales (cuyos detalles se proporcionan en el **Anexo F**), determinamos que la capacidad a flexión de las vigas transversales del techo era de 70.7 tonf-m en su punto medio (es decir, en la ubicación en la que el perfil o elevación del tendón estaba más cerca de la superficie inferior de la viga). Utilizando esta capacidad y las demandas de momento flector obtenidas de ETABS, se determinó que las relaciones calculadas entre demanda y capacidad de las vigas transversales conectadas mediante el diafragma postensado oscilaban entre 0.75 y 0.93 (siendo la relación más alta la correspondiente a la viga adyacente al eje P'). Estas relaciones calculadas entre demanda y capacidad sugieren que, basándose en las cargas que se cree que estaban presentes en el momento del colapso, las vigas transversales no deberían haber fallado a flexión a menos que existiera algún otro mecanismo que las estuviera debilitando. En otra parte de este informe, presentamos datos que demuestran que se estaba produciendo un debilitamiento del postensado a lo largo del tiempo.

Nuestro análisis se basó predominantemente en información que (a) estaba a disposición de los expertos del gobierno, o (b) que podrían haber obtenido fácilmente. Como tal, el contraste en los hallazgos respecto a las relaciones entre demanda y capacidad entre nosotros y ellos revela que, si los expertos del gobierno se hubieran dado cuenta de algunos de los errores en las suposiciones y parámetros usados en su análisis y evaluación de la estructura, quizá también habrían llegado a la conclusión de que el techo del Jet Set no falló debido a una sobrecarga.

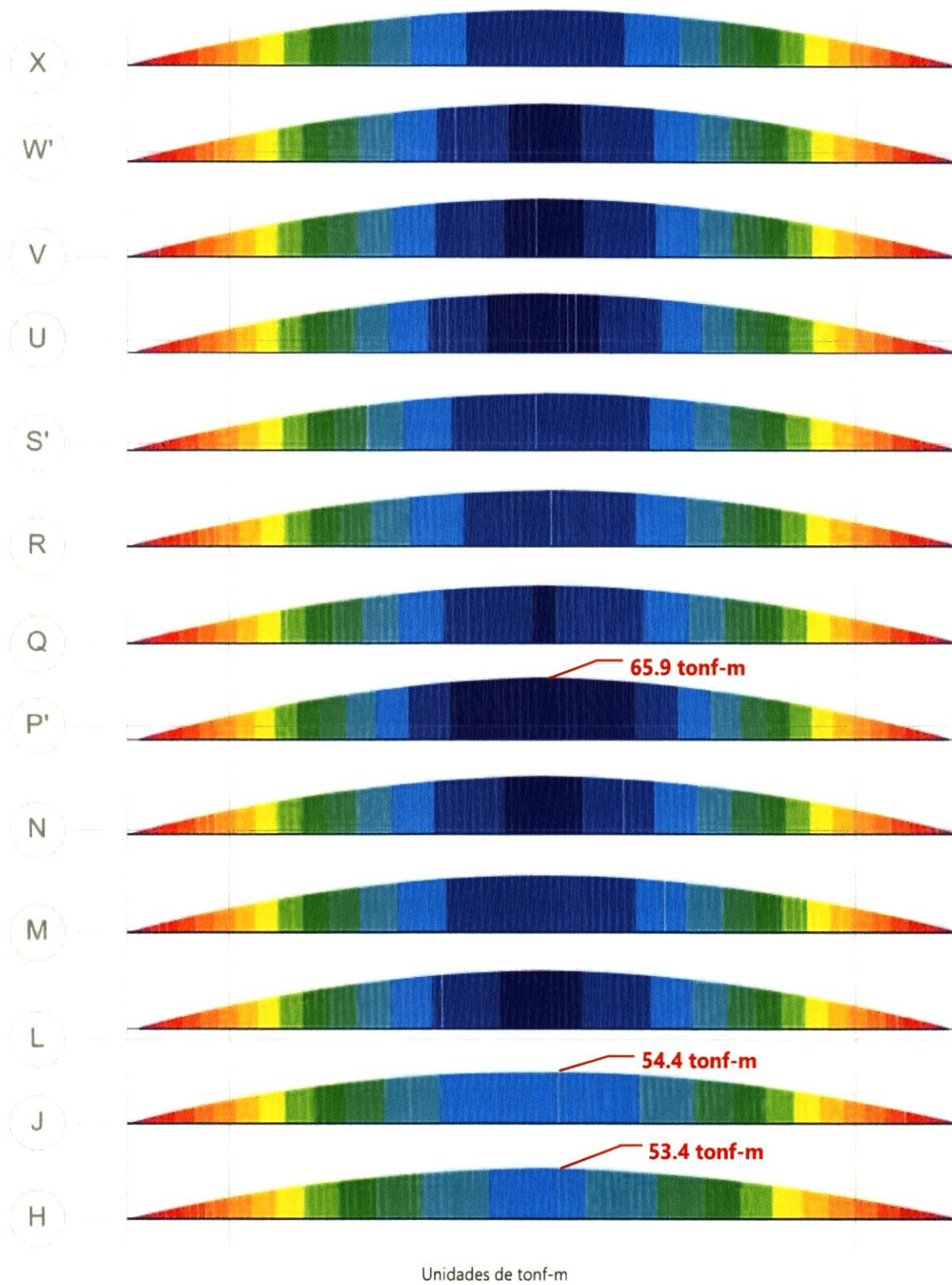


Figura 128. Diagramas de momentos flectores para vigas transversales en nuestro modelo ETABS. Tomar en cuenta que se han ocultado otros elementos estructurales para mejorar la visibilidad. Se han anotado los momentos máximos en las vigas que consideramos que están sometidas a mayor carga (adyacentes al eje P') y las que consideraron los expertos del gobierno (las de los ejes H y J).

Importancia de las Cargas

Nuestro análisis estructural consideró las siguientes fuentes de carga que se entiende actuaban sobre las vigas transversales: el peso propio de los elementos estructurales; los finos; las unidades de compresores instaladas en el techo; las casetas; los tanques de agua; las membranas del techo; las placas del techo suspendido y el sistema de canales; la iluminación de la pista de baile y sus soportes correspondientes; así como otra iluminación y los conductos eléctricos. Para ilustrar el grado de importancia de cada una de estas fuentes de carga, en la Figura 129 se muestra el porcentaje del momento flector total (es decir, la demanda de carga en flexión) en la viga transversal con la relación demanda-capacidad más alta (la viga adyacente a la línea del eje P').

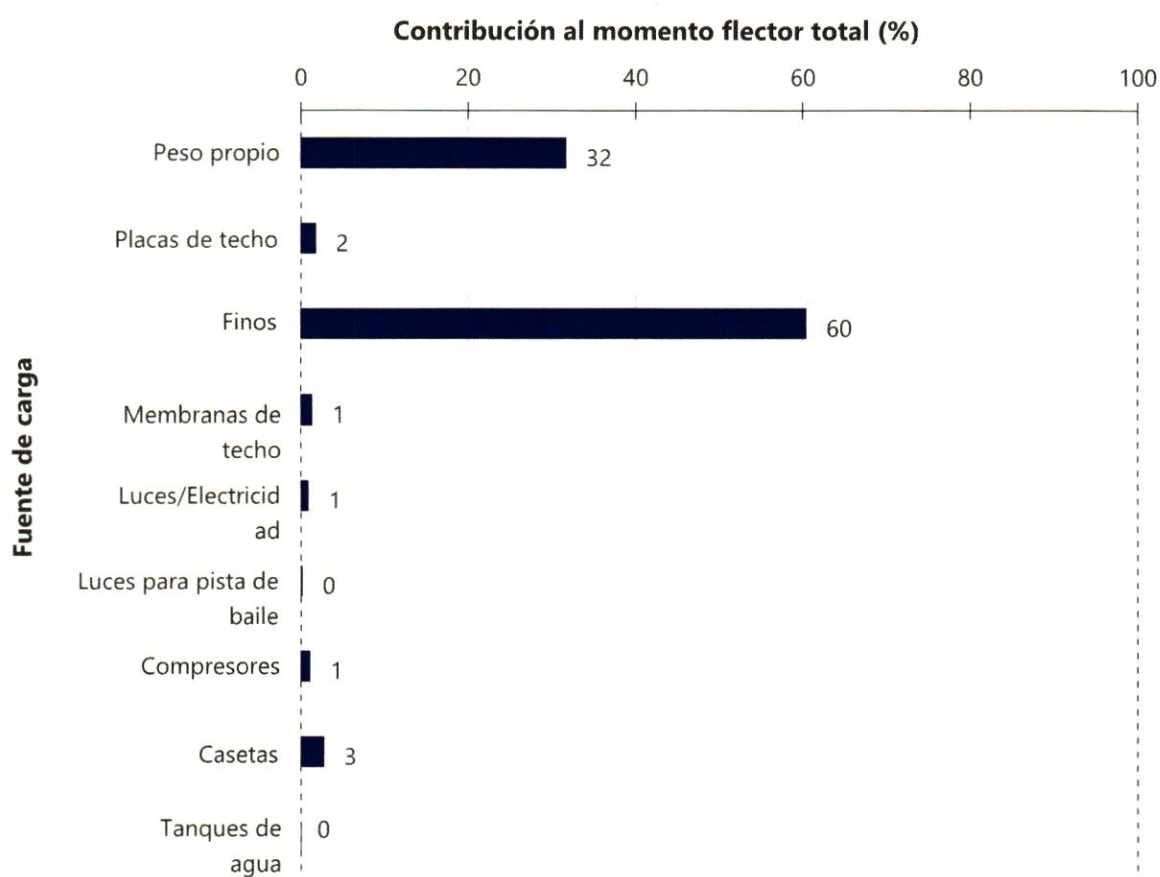


Figura 129. Contribución de cada fuente de carga a la demanda total de momento en la viga transversal con la relación demanda-capacidad más alta (la adyacente a la línea del eje P').

Hay varias observaciones importantes que se pueden hacer a partir de la Figura 129. En primer lugar, el peso propio de los elementos estructurales y los finos constituyen un total del 92 por ciento de la carga soportada por la viga transversal con la relación demanda-capacidad más alta (es decir, la viga que debería haber fallado primero). Esto significa que la mayor parte de la demanda de flexión en las vigas transversales ya existía cuando el ingeniero Mejía evaluó Jet Set en 2017, momento en el que, según se informa, se añadieron aproximadamente 10 cm de finos. Posteriormente, en 2021, solo se añadieron 7 cm de finos al techo (de los 3.5 cm que, según el informe final de los expertos del gobierno, existían en el cent

ro de las vigas). Además, los compresores, las casetas y los tanques de agua representan solo el 4 por ciento del momento flector total resistido por la viga transversal con la relación demanda-capacidad más alta. La magnitud de estas demandas en relación con las impuestas por el peso propio de los elementos estructurales y los finos indica que el peso de los compresores, las casetas y los tanques de agua de la azotea tuvo poco que ver con el colapso del techo.

Diafragma de Techo Postensado

Las relaciones demanda-capacidad a la flexión presentadas anteriormente (0.75 a 0.93) no tienen en cuenta los efectos beneficiosos de reparto de carga del diafragma postensado situado en el centro del vano de las vigas del techo. Este diafragma postensado no se describió en el informe de los expertos del gobierno ni se consideró en sus modelos ETABS o ELS, ni en sus cálculos manuales. Por lo tanto, para comprender el impacto de este mecanismo de distribución de carga, realizamos un estudio paramétrico utilizando nuestro modelo ETABS (presentado en el **Anexo F**) con el objetivo de comprender cuánta carga de una viga podría redistribuirse a las vigas adyacentes a través del diafragma postensado en el centro del vano.

Una conclusión principal de este estudio es que ninguna viga de techo individual unida a un elemento de diafragma postensado en el centro del vano pudo actuar de forma aislada debido al alto grado de distribución de carga entre vigas. Por ejemplo, una viga transversal en el centro del techo con elementos de diafragma a ambos lados (por ejemplo, la adyacente a la línea del eje P'), redistribuye aproximadamente el 75 por ciento de la carga distribuida diferencial aplicada a esa viga a las vigas cercanas. Por lo tanto, solo una pequeña parte de la carga diferencial aplicada a una viga transversal en Jet Set necesitaría ser soportada realmente por esa viga. Este concepto se ilustra conceptualmente en la Figura 130.

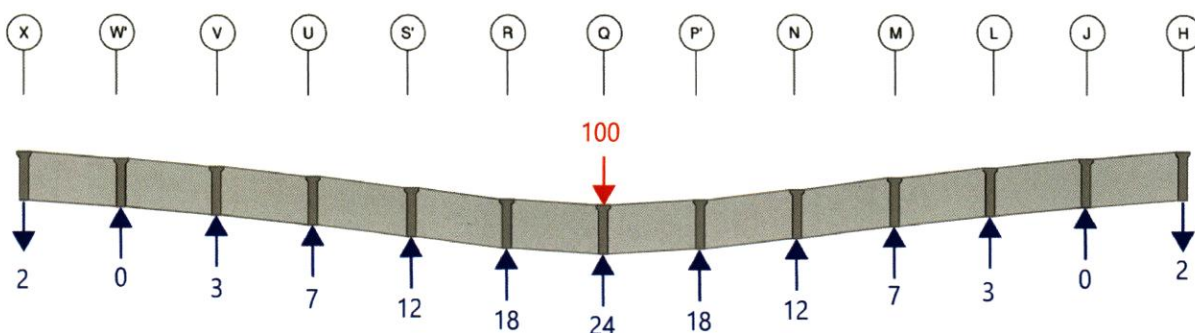


Figura 130. Vista conceptual en alzado del diafragma cuando la viga transversal en la línea del eje Q está sometida a carga (mostrada en rojo). Cada una de las vigas transversales conectadas al diafragma resiste una porción menor de esa carga (mostrada en azul).

Este hallazgo es significativo porque significa que, incluso si una viga se carga hasta su capacidad última a flexión, no puede colapsar hasta que suficientes vigas adyacentes también alcancen su capacidad última, de modo que el reparto de carga ya no sea suficiente para resistir las cargas combinadas.

Dado que las relaciones calculadas entre la demanda y la capacidad en el momento del colapso para todas las vigas eran inferiores a 1.0, este hallazgo relativo al beneficio del reparto de carga del diafragma

en el centro del vano indica que habría sido necesario el debilitamiento de varias vigas para que se produjera el colapso.

Parte 3: Limitaciones de Tiempo

La orden judicial que autoriza nuestra investigación (No. de orden 057-2026-SSOL-00024) enumero dieciocho tareas distintas que podían realizarse como parte de la investigación. Estas tareas se muestran en la Tabla 1 a continuación:

Tabla 1. Tarea de investigación autorizada por la orden judicial

Número de elemento	Descripción
1	Evaluación de la carbonatación de los materiales de concreto para determinar la posible pérdida de alcalinidad del concreto y el riesgo de corrosión del refuerzo estructural.
2	Evaluación petrográfica de los materiales de concreto para examinar microscópicamente sus constituyentes minerales, textura, estructura, porosidad y posibles mecanismos de deterioro
3	Evaluación química de los materiales de acero para determinar la composición química y aleaciones presentes en el acero, a fin de verificar el grado del material, su calidad y la conformidad con las especificaciones.
4	Evaluación de los materiales de acero para determinar posible corrosión localizada, caracterizada por cavidades pequeñas y profundas y pérdida de metal, cuantificada mediante inspección visual, mediciones de espesor por ultrasonido, medición de profundidad de picaduras o examen metalográfico, con el fin de determinar la reducción del área efectiva del acero y su impacto en la capacidad estructural.
5	Ensayos volumétricos de los recubrimientos de la cubierta "finos" para determinar el peso unitario de los materiales y su impacto en las cargas estructurales sobre la edificación.
6	Impacto de la corrosión y la oxidación en el acero de refuerzo de las vigas de la cubierta.
7	Evaluación de posibles deficiencias que habrían afectado la capacidad portante y la estabilidad estructural del edificio antes del colapso.
8	Evaluación de cualquier variable externa o de origen humano que pudo haber generado la causa del colapso.
9	Examen a las superficies de hormigón dañadas y decoloradas tanto en el lugar de los hechos como en los escombros.
10	Examen a detalle de las fracturas de los elementos estructurales para detectar si hay alguna evidencia de sobrepresión o metralla.
11	Examinación macroscópica y microscópica.
12	Evaluación EPA SW 846 Method 8095 Explosives by Gas Chromatography [Explosivos mediante cromatografía de gases].
13	Evaluación (c) EPA SW 846 Method 8270E Semivolatile Organic Compounds by Gas Chromatography/ Mass Spectrometry (GC/MS) [Compuestos orgánicos semivolátiles mediante cromatografía de gases/ espectrometría de masas (GC/MS)]
14	Evaluación EPA SW 846 Method 8330B Nitroaromatics, Nitramines, and Nitrate Esters by High Performance Liquid Chromatography (HPLC) [Nitroaromáticos, nitraminas y ésteres

Número de elemento	Descripción
	de nitrato mediante cromatografía líquida de alta resolución].
15	Evaluación (e) EPA SW 846 Method 90564 Determination of Inorganic Anions by Ion Chromatography [Determinación de aniones inorgánicos por cromatografía iónica].
16	Pruebas de carga de las vigas que no colapsaron para determinar los efectos que pudo haber tenido la carga de los equipos o cualquier agregado o material adicional.
17	Ensayos destructivos para determinar la resistencia del concreto, las varillas de acero y los alambres de postensado.
18	Estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos para determinar la existencia de cuevas y cavernas, y posibles efectos sobre las fundaciones del edificio.

El equipo de investigación solicitó al tribunal 21 semanas (aproximadamente 105 días hábiles) para completar la investigación y elaborar nuestras conclusiones. El tribunal solo autorizó 30 días hábiles.

Debido a las limitaciones de tiempo de la investigación, fue necesario priorizar tareas específicas y excluir de la investigación, en este momento, algunas pruebas y otros estudios. Si bien creemos que el trabajo que hemos realizado demuestra más allá de toda duda razonable, que existieron factores adicionales que provocaron el colapso -distintos a una simple sobrecarga de la estructura – de haber contado con más tiempo, se habrían podido realizar estudios técnicos de mayor profundidad para robustecer estas conclusiones y profundizar en dichos factores con mayor detalle de lo que fue posible.

. A continuación, en Tabla 2, se incluye una lista de las tareas de investigación de Tabla 1 que se eliminaron de la investigación debido a limitaciones de tiempo. En la tabla se proporcionan detalles adicionales y, en algunos casos, una razón secundaria por cual se consideró aceptable omitir la tarea en este momento.

Tabla 2. Elementos de la Tabla 1 que fueron excluidos de la investigación en este momento

Número de elemento	Descripción	Motivo por el que se excluyó la tarea en este momento
10	Examen a detalle de las fracturas de los elementos estructurales para detectar si hay alguna evidencia de sobrepresión o metralla.	No se nos proporcionaron registros que permitieran rastrear la ubicación original en el edificio de los escombros depositados en el Sitio F antes del colapso. Adicionalmente, los escombros observados en el Sitio F fueron alterados durante su remoción y traslado desde el sitio, por lo que no fue posible determinar si había evidencia de sobrepresión o metralla.
11	Examinación macroscópica y microscópica.	Debido a las limitaciones de tiempo, todas las pruebas tuvieron que realizarse de manera expedita. No hubo tiempo suficiente para que el Dr. Ibarreta realizara un examen microscópico de las superficies de las muestras antes de que estas se enviaran para su análisis a laboratorios externos.
13	Evaluación (c) EPA SW 846 Method 8270E Semivolatile Organic Compounds by Gas Chromatography/ Mass Spectrometry (GC/MS) [Compuestos orgánicos	La evaluación de los compuestos químicos enumerados en el método 8270 requería una configuración de instrumentos totalmente diferente a la requerida para el método 8095 (Elemento 12). La aplicación del método 8270 habría requerido que las pruebas se realizaran de forma secuencial, lo que habría duplicado el tiempo de análisis. Los

Número de elemento	Descripción	Motivo por el que se excluyó la tarea en este momento
	semivolátiles mediante cromatografía de gases/ espectrometría de masas (GC/MS)]	compuestos químicos objeto del método 8270 son disolventes y solo habrían proporcionado una evaluación circunstancial de la presencia de explosivos. Debido al tiempo limitado disponible para las pruebas, no se aplicó el método 8270.
16	Pruebas de carga de las vigas que no colapsaron para determinar los efectos que pudo haber tenido la carga de los equipos o cualquier agregado o material adicional.	No hubo tiempo suficiente para retirar estas vigas del edificio y someterlas a pruebas de carga. En su lugar, llevamos a cabo una inspección in situ de las vigas mediante métodos de examen no destructivos y directos (por ejemplo, la remoción selectiva de concreto en varios lugares para exponer los ductos de postensado, la lechada y los alambres de postensado para su examen visual directo).
17	Ensayos destructivos para determinar la resistencia del concreto, las varillas de acero y los alambres de postensado.	El informe final del gobierno y sus anexos incluían datos de pruebas del concreto, las barras de acero y los alambres de tendones de postensado. Aunque nos hubiera gustado confirmar estos valores mediante pruebas independientes, debido a las limitaciones de tiempo, hemos optado por utilizar los resultados de las pruebas del gobierno en este momento.
18	Estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos para determinar la existencia de cuevas y cavernas, y posibles efectos sobre las fundaciones del edificio..	No hubo tiempo suficiente para completar esta tarea. Basándose en otras pruebas observadas durante la investigación, se consideró que había una baja probabilidad e de que las anomalías geológicas o geofísicas hubieran desempeñado un papel significativo en el colapso.

Parte 4 - Factores que los expertos del gobierno no investigaron a fondo

Además de contener inconsistencias técnicas que han afectado considerablemente sus conclusiones, la investigación realizada por los expertos del gobierno es incompleta. En esta sección del informe, hemos recopilado algunos ejemplos de factores que los propios expertos del gobierno destacaron en su informe, pero que no investigaron adecuadamente.

No se justificó el mecanismo de colapso propuesto.

En la sección 6.1 de su informe, los expertos del gobierno presentan sus conclusiones de que el colapso del techo principal de la discoteca Jet Set fue causado por una falla por flexión de las vigas postensadas a lo largo de los ejes H y J. En su informe, afirman que esto, a su vez, indujo esfuerzos torsionales significativos en las vigas perimetrales, comprometiendo las columnas a lo largo de los ejes L, P y S, lo que

condujo al colapso progresivo de la estructura. Sin embargo, los expertos del gobierno no han explorado ni analizado cada componente de esta progresión del colapso.

Si bien los expertos del gobierno dedican una cantidad significativa de esfuerzo y espacio en su informe a “demostrar” analíticamente la falla por flexión de las vigas postensadas en los ejes H y J, no se proporciona ningún análisis ni cálculo que aborde el esfuerzo torsional inducido en las vigas y columnas perimetrales o el daño que podría haber infligido a esos elementos. En nuestra opinión, para justificar la secuencia de colapso que proponen, el gobierno habría tenido que desarrollar las siguientes cinco tareas analíticas:

1. Explicar cuantitativamente la demanda de torsión inducida en las vigas perimetrales como resultado del fallo de las vigas postensadas en los ejes H y J.
2. Determinar qué parte de esta demanda de torsión podría transferirse realmente mediante la conexión entre las vigas postensadas y la viga perimetral o las excentricidades presentes.
3. Calcular la capacidad de torsión de la viga perimetral en relación con la demanda de torsión que podría transferirse.
4. Estimar qué parte de la demanda de torsión en la viga perimetral podría transferirse como momento fuera del plano a la columna.
5. Calcular la capacidad de la columna y compararla con la demanda de momento fuera del plano inducida.

Además, los expertos del gobierno no intentaron verificar ninguna parte de la secuencia de colapso propuesta utilizando la evidencia física objetiva, tal como patrones de agrietamiento por torsión en las vigas perimetrales o aplastamiento localizado del concreto y daño del refuerzo longitudinal (pandeo/fluencia/fractura) en las columnas, que deberían haber estado presentes si la secuencia postulada por ellos fuera correcta.

No se evaluó la estabilidad lateral de las vigas transversales postensadas.

En la sección 4.1.4, que describe las observaciones de los expertos del gobierno sobre la idoneidad técnica de las conexiones en los extremos de las vigas postensadas, los expertos expresan su preocupación por la conexión de una sola dovela entre las vigas postensadas y la viga perimetral. De hecho, a partir de la Figura 131 indica que los expertos del gobierno consideraban que la estabilidad lateral proporcionada por las conexiones con dovelas en los extremos de las vigas postensadas era inadecuada y pudo haber contribuido al colapso. Sin embargo, esta propuesta nunca fue investigada ni justificada mediante ninguna metodología de ingeniería.

4.1.4. Estado de las conexiones previo al colapso.

Luego de estudiar minuciosamente los escombros, hemos observado que las conexiones no eran fijas entre las diferentes piezas que formaban la estructura del techo, lo que da como resultado el efecto de inestabilidad por ser independientes. Este concepto se fundamenta en el hecho de que las vigas transversales estaban colocadas sobre las vigas perimetrales con una varilla de 1" en ambos extremos, y su estabilidad lateral dependía de unas piezas independientes vaciadas como elemento de sujeción (ver imagen 24).

Figura 131. Extracto de la sección 4.1.4 del informe pericial final del gobierno, en el que se destaca la opinión de los expertos del gobierno sobre el comportamiento independiente de las vigas y la inestabilidad de las mismas.

La idea de que la conexión entre las vigas postensadas y las vigas perimetrales era inadecuada se reitera además en la página 9 del Informe No. 2 de ONESVIE del 23 de abril de 2025, titulado "Informe No. 2 Recopilatorio de Acciones Técnicas y Levantamiento Estructural del Centro Nocturno Jet Set por Colapso del Techo," del cual se reproduce un extracto en la Figura 132.

15) El anclaje de las vigas transversales sobre la viga principal resulto ser insuficiente, para garantizar el apoyo de las mismas (figura 12)

Figura 132. Extracto del punto 15 en la página 9 del Informe No. 2 de la ONESVIE del 23 de abril de 2025, titulado "Informe No. 2 Recopilatorio de Acciones Técnicas y Levantamiento Estructural del Centro Nocturno Jet Set por Colapso del Techo".

Cabe destacar que ni la observación sobre esta conexión en el informe pericial del gobierno ni en el informe de ONESVIE alegaron que el deterioro de la conexión contribuyera a la inestabilidad. Más bien, los comentarios parecen referirse a un diseño inadecuado de la conexión que contribuyó a la supuesta inestabilidad. Sin embargo, los expertos del gobierno parecen no haber informado ni realizado ninguna investigación de ingeniería sobre este aspecto del diseño. Cabe destacar que estas conexiones con dovelas estaban completamente ocultas y no podrían haber sido evaluadas razonablemente por ningún personal de ingeniería o mantenimiento antes del colapso sin el uso de equipos de pruebas no destructivas.

No se consideró adecuadamente el estado de la estructura antes del colapso.

Para comprender verdaderamente la causa raíz de un colapso, se deben realizar esfuerzos para entender el estado de la estructura antes del colapso. No hacerlo puede llevar a una caracterización inexacta de la resistencia estructural y pasar por alto un deterioro progresivo en curso que bien podría haber sido la causa inmediata del colapso. El equipo de investigación del gobierno era claramente consciente de que la evaluación del estado del edificio antes del colapso era importante para llegar a conclusiones confiables e incluyó una sección sobre su estado previo al colapso en su informe. La Figura 133 es un extracto del informe pericial del gobierno que muestra esta sección, en la que se afirma que los expertos del gobierno no tenían evidencia sobre el estado de la estructura antes del colapso. Además, en el punto 11 de la página 9 del Informe No. 2 de ONESVIE del 23 de abril de 2025, reproducido en la Figura 134, se indica que los expertos del gobierno no pudieron discernir ningún daño antes del colapso. Esto significa que no identificaron información crítica como la presencia de agrietamiento asistido por hidrógeno (HAC) en puntos d

e fractura de los alambres de postensado y otras condiciones reveladoras discutidas en otras partes de nuestro informe.

4.1.3. Estado de los elementos estructurales previos al colapso.

Previo al colapso no tenemos evidencia del estado de los elementos estructurales.

Figura 133. Extracto de la sección 4.1.3 del informe final del gobierno

11) Las labores de toma de muestras y ensayos se comenzaron a realizar el jueves 10 de abril en el centro de acopio de escombros ubicados en la Feria Ganadera. La selección de los ensayos se hizo en los tramos de elementos que no presentaban agrietamiento, garantizando de esta forma la calidad de las muestras, tratando de ensayar la mayor cantidad posible de estos, pues al no tener control del proceso de movilidad y acopio de escombros, no fue posible identificar la ubicación de estos elementos en la edificación colapsada, **ni tampoco afectaciones de los mismos antes del colapso (figura 11).**

Figura 134. Extracto del punto 11 del Informe No. 2 de ONESVIE del Apéndice 3 del informe final de los expertos del gobierno (resaltado añadido)

La idea de que no se pudo discernir ninguna información sobre el estado de la estructura antes del colapso es incorrecta. Existen varias técnicas analíticas avanzadas que los expertos del gobierno podrían haber empleado para intentar a comprender el estado de la estructura antes del colapso. De hecho, a lo largo de nuestra investigación utilizamos varias de estas técnicas, como la petrografía y la metalografía, que proporcionaron información valiosa que, en última instancia, contribuyó a nuestras conclusiones. A continuación se describen acciones que los expertos del gobierno no realizaron, pero que nosotros sí llevamos a cabo para profundizar en el análisis y comprensión de los tendones de postensado y las vigas postensadas.

Alambres de postensado. El equipo de investigación del gobierno tuvo la previsión de realizar ensayos de resistencia de los alambres de postensado, pero no llevó a cabo ningún otro análisis para comprender el estado real de los propios alambres. En nuestra investigación, empleamos diversas técnicas que permitieron identificar información que resulta fundamental para comprender las causas del colapso. Esto incluye lo siguiente:

- El muestreo de materiales realizado por el gobierno se llevó a cabo con el único propósito de extraer muestras de material en tramos de elementos sin fisuras, presumiblemente para realizar pruebas de resistencia. Esto se afirma explícitamente en el extracto del Informe No. 2 de ONESVIE, reproducido en la Figura 135. Esencialmente, el equipo del gobierno intencionalmente no examinó el material de postensado que estaba dañado, ya fuera por fluencia, fractura o corrosión.
- Hasta donde sabemos, las pruebas realizadas por el gobierno no investigaron posibles factores metalúrgicos contribuyentes al colapso y no retiraron ningún material de postensado dañado para evaluación o pruebas. A diferencia de nuestro informe, ningún informe de los expertos menciona, por ejemplo, que se examinaran los extremos fracturados del postensado para determinar la causa de cualquier fractura presente; tampoco que se haya realizado examen metalográfico o fractográfico alguno; ni si se llevó a cabo ninguna caracterización de la corrosión que pudo haber estado presente en el postensado; ni que se haya realizado ensayo de dureza o de la composición química del postensado.

11) Las labores de toma de muestras y ensayos se comenzaron a realizar el jueves 10 de abril en el centro de acopio de escombros ubicados en la Feria Ganadera. La selección de los ensayos se hizo en los tramos de elementos que no presentaban agrietamiento, garantizando de esta forma la calidad de las muestras, tratando de ensayar la mayor cantidad posible de estos, pues al no tener control del proceso de movilidad y acopio de escombros, no fue posible identificar la ubicación de estos elementos en la edificación colapsada, ni tampoco afectaciones de los mismos antes del colapso (figura 11).

Figura 135. Extracto del punto 11 del Informe No. 2 de ONESVIE del Apéndice 3 del informe final de los expertos del gobierno (resaltado añadido)

- Como se señala en el extracto incluido en la Figura 23 arriba, los expertos del gobierno concluyeron que la degradación de la resistencia no fue un factor en el colapso del techo sin haber investigado realmente ningún mecanismo potencial de debilitamiento de los tendones de postensado con el paso del tiempo. Esto ocurre a pesar de que el agrietamiento asistido por hidrógeno es un fenómeno conocido desde hace tiempo que afecta negativamente al acero de alta resistencia sometido a altos esfuerzos y se sabe que ha sido responsable de colapsos a nivel mundial (véase **el Anexo B**). Su omisión al no investigar ese mecanismo de degradación representa una deficiencia notable, especialmente debido a que nuestra investigación halló evidencia de que el agrietamiento asistido por hidrógeno dio inicio a algunas de las fracturas de los alambres de los tendones que examinamos.
- Los expertos del gobierno no encontraron o no identificaron la presencia de productos de corrosión en la superficie interior de los ductos de postensado. En contraste, nuestra investigación encontró evidencia contundente de corrosión en el interior de los ductos de postensado cerca del punto medio y cerca del cuarto de luz de una viga postensada in situ (véase **el Anexo D**). La presencia de esta corrosión es significativa, ya que es claramente visible a lo largo de la superficie interior de los ductos, frecuentemente cerca de donde los alambres de los tendones de postensado entran en contacto con el ducto. Esta corrosión constituye un fuente de hidrógeno, lo que aumenta el potencial de agrietamiento asistido por hidrógeno.

Vigas postensadas. El equipo de investigación del gobierno tuvo la oportunidad de investigar e informar sobre la condición preexistente de las vigas postensadas, pero no lo incluyeron dentro de su alcance. Por el contrario, nuestra investigación incluyó una evaluación detallada de dichas vigas y utilizó esta información para fundamentar nuestros hallazgos, según se detalla a continuación:

- Los expertos del gobierno han reconocido que la resistencia de las vigas postensadas era un factor primordial que era necesario evaluar para determinar la causa del colapso del techo. Dado que la resistencia de estas vigas está estrechamente relacionada con el perfil, o curvatura, de los ductos de postensado por los que discurren los alambres de postensado, era necesario comprender los perfiles de los ductos de postensado en tantas vigas como fuera posible.
- El APÉNDICE 1 del informe pericial final del Gobierno consiste en un informe de la ONESVIE titulado "Informe de Resultados de Detección de Barras de Refuerzo en Elementos Estructurales" y fechado en abril de 2025. Dicho informe expone los resultados de los

levantamientos realizados en campo sobre diversos elementos de concreto, incluyendo lo que parecen ser cuatro segmentos de vigas postensadas. Los levantamientos se realizaron con un detector de metales que se utilizó para identificar la ubicación de acero embebido. Los levantamientos reportan la ubicación del refuerzo del acero de refuerzo, pero no proporcionan la ubicación ni el perfil de los tendones de postensado. Tampoco nos queda claro cómo los expertos del gobierno llegaron a entender el perfil de los tendones de postensado utilizado en su análisis, especialmente porque dicho perfil no coincidía con los perfiles que medimos durante nuestra investigación (véase **el Anexo D**), particularmente en el punto medio de la viga.

- Como resultado de la falta de datos de los levantamientos sobre los perfiles de los tendones de postensado, los expertos del gobierno desconocían cierta información clave que habría sido importante que tuvieran en cuenta antes de emitir sus opiniones sobre la causa del colapso. En comparación, nuestra investigación in situ, en la que se emplearon técnicas no destructivas para evaluar el perfil de los tendones y se identificaron variaciones en el perfil de los tendones que afectaban a la resistencia de las vigas (véase **el Anexo D** para los perfiles de los tendones que medimos).

Por ejemplo, realizamos levantamientos con georradar (GPR) de todos los segmentos de vigas postensadas que estaban disponibles en las pilas de escombros, aclarando que determinamos a partir de nuestras inspecciones que partes de al menos tres vigas no se encontraban entre los escombros en el Sitio F ni en el Sitio B y su localización sigue siendo desconocida. Una de las vigas pretensadas extraídas de los escombros en el Sitio F tenía un perfil de tendón que difería radicalmente de los demás, dando la impresión de que el ducto de la viga no se había fijado con alambre durante el vaciado del concreto y se había desplazado durante el proceso. Este perfil de tendón es una clara indicación de un defecto de construcción importante que podría haber debilitado esa viga de forma severa.

Además, basándonos en los levantamientos de georradar (GPR) que realizamos, determinamos que la ubicación típica del ducto en el punto medio de las vigas estaba varios centímetros más cerca de la parte inferior de las vigas de lo que el gobierno había tenido en cuenta en sus cálculos de la resistencia a flexión de las vigas. Esta diferencia en la posición del ducto típico en el punto medio de la viga, de haberse tenido en cuenta en los cálculos de los expertos del gobierno, habría resultado en una mayor capacidad.

- En sus cálculos manuales utilizados para determinar las relaciones demanda-capacidad de las vigas postensadas, los expertos del gobierno presupusieron que el tendón de postensado no estaba adherido (unbonded), lo que significa que los ductos de postensado no habían sido rellenados con lechada (grout). No está claro cómo los expertos del gobierno llegaron a esa conclusión, ya que, cuando cortamos las vigas del techo postensadas, en todos los casos se encontró que el ducto estaba lleno de lechada. Además, inspeccionamos cada muestra de tendón que recuperamos y enviamos a nuestro laboratorio para buscar lechada residual adherida a los alambres del tendón y descubrimos que, en todos los casos, había lechada residual adherida. A nuestro entender, los expertos del gobierno nunca verificaron si la lechada estuvo adherida a los alambres de postensados y simplemente se había desprendido

durante el colapso. Por lo tanto, los expertos del gobierno se basaron en una suposición incorrecta de que los ductos de postensado no estaban rellenos de lechada cuando calcularon la resistencia de las vigas postensadas.

- Dos vigas postensadas permanecieron en su lugar en el Sitio B tras el colapso; sin embargo, no hemos encontrado ningún registro que indique que los expertos del gobierno evaluaran específicamente estas vigas. El estado de dichas vigas constituye un factor determinante para comprender con exactitud la respuesta estructural de los elementos postensados de esta edificación ante las cargas. Por ejemplo, si los expertos del gobierno hubieran evaluado estas vigas, podrían haber analizado las grietas en ellas y cuantificado las cargas que actuaban sobre ellas en el momento de su evaluación.
- Existe un número limitado de fotografías razonablemente legibles de las vigas postensadas durante la remodelación del 2015. Como mostramos anteriormente en este informe, existen técnicas que permiten una estimación aproximada de la deflexión en esas vigas en ese momento y, basándonos en la evidencia fotográfica, no solo hemos estimado la deflexión en esas vigas una década antes del colapso, sino que también hemos considerado la presencia de esa deflexión para comprender el comportamiento de las vigas a través del tiempo. En contraste, la investigación de los peritos del gobierno no tomó en cuenta la deflexión que ya estaba presente en el 2015.

En definitiva, está claro que, a pesar de las afirmaciones de los expertos del gobierno, se podría haber obtenido una gran cantidad de información sobre el estado de las vigas antes del colapso si se hubieran utilizado los métodos de investigación adecuados. Nuestra investigación y sus hallazgos resaltan la importancia de llevar a cabo estudios analítico y de laboratorio exhaustivos para evaluar las condiciones previas al colapso.

Parte 5 – Efecto de la Manipulación y el Entorno sobre la Evidencia

Es innegable que la evidencia ha sufrido cierto impacto debido simplemente al paso de tiempo y la exposición a la intemperie antes de que pudiéramos revisar el material probatorio. Este impacto ambiental afectó principalmente a los elementos de acero expuestos de las vigas del techo, incluyendo las barras de refuerzo, los alambres de postensado y los ductos. La exposición a los elementos ha provocado cierta corrosión en algunas vigas. Nuestro análisis metalúrgico de laboratorio de los alambres de acero de postensado extraídos de las vigas en el Sitio F, examinó las superficies de fractura en busca de pistas sobre la causa de la falla de dichos alambres. En algunos casos, la corrosión superficial en las áreas de fractura fue tan grave que nos impidió determinar de manera definitiva la causa de la fractura, incluso después de la limpieza de rutina de la superficie de fractura en el laboratorio. Sin embargo, en el caso de otras muestras de alambres, pudimos limpiar la superficie de fractura lo suficiente como para obtener información valiosa sobre la causa raíz de la falla, tal como el punto de inicio de la fractura en el alambre. En todos los casos, a medida que desarrollábamos nuestros hallazgos, consideramos el impacto del paso del tiempo y la exposición a los elementos en las conclusiones que podíamos extraer del examen.

Además, el valor de algunas pruebas se vio reducido debido al proceso de extracción y recolección de escombros, que hizo imposible identificar la ubicación previa al colapso de los elementos recuperados de los escombros y, lo que es igualmente importante, identificar el daño en los elementos que pudiera haber

existido antes del colapso. Esta situación no fue exclusiva de nuestra investigación y los expertos del gobierno también tuvieron que enfrentar esta limitación, aunque en menor medida. Específicamente, el punto 12 de la página 4 del Informe de ONESVIE del 21 de abril de 2025: Informe No. 1 Recopilatorio de Acciones Técnicas y Levantamiento Estructural del Centro Nocturno Jet Set por Colapso del Techo establece (Figura 136):

12) Las labores de toma de muestras y ensayos se comenzaron a realizar el jueves 10 de abril en el centro de acopio de escombros ubicados en la Feria Ganadera. La selección de los ensayos se hizo en los tramos de elementos que no presentaban agrietamiento, garantizando de esta forma la calidad de las muestras, tratando de ensayar la mayor cantidad posible de elementos, pues al no tener control del proceso de extracción y acopio de escombros, no se pudo identificar la ubicación de estos en la edificación colapsada, ni tampoco afectaciones de los elementos antes del colapso (figura 11).

Figura 136. Extracto del informe de la ONESVIE del 21 de abril de 2025: Informe no. 1 Recopilatorio de Acciones Técnicas y Levantamiento Estructural del Centro Nocturno Jet Set por Colapso del Techo

La nota de ONESVIE confirma la ausencia de trazabilidad respecto a los elementos estructurales recuperados del sitio. La falta de documentación que identifique la ubicación original de los distintos fragmentos de escombros también obstaculizó nuestra investigación, ya que no fue posible relacionar ninguna observación específica de los escombros con vigas concretas ni con condiciones de carga específicas. Por ejemplo, observamos variabilidad de viga a viga en las ubicaciones del tendón de postensado dentro de la altura de la viga; sin embargo, al no conocer la ubicación original de cada viga, no pudimos relacionar ninguna diferencia de capacidad relativa (debilidad o resistencia) derivada de esa variabilidad con una condición de carga específica.

No fue posible examinar algunas pruebas por diversas razones, los cuales, por lo tanto deben considerarse como no disponibles. Por ejemplo, no se permitió la remoción de escombros suspendidos en el edificio, lo que limitó el alcance de la investigación en ambos extremos de la viga norte en el eje Y y en un extremo de la viga sur en el eje G.

Adicionalmente, el Informe de la ONESVIE del 23 de abril de 2025: Informe No. 2 Recopilatorio de Acciones Técnicas y Levantamiento Estructural del Centro Nocturno Jet Set por Colapso del Techo señala en la página 8 que el 16 de abril de 2025, el Departamento de Laboratorio Estructural de ONESVIE extrajo siete (7) elementos estructurales de los escombros ubicados en Santiago, consistentes en tres (3) vigas prefabricadas y cuatro (4) losas. Sin embargo, el informe no especifica información esencial sobre el destino final, la documentación completa, o la realización de pruebas técnicas en estos elementos, por lo que no nos queda claro si hemos tenido la oportunidad de revisar y observar esta evidencia.

Exponent[®]

x

A vertical line extends from the letter 'x' down to a small dashed circle. Below this, several curved lines sweep across the bottom of the dark blue background.

**2506807.000 Jet Set Club
Colapso de Techo
Informe de Exponent**

EXP-INF-0001

**2506807.000 Jet Set Club
Colapso de Techo
Informe de Exponent**

Preparado Para:

**Magistrado Reymundo Ant. Mejia Zorrilla
Juez del Primer Juzgado de la Instrucción del Distrito Nacional**

Preparado Por:



**Alfonso Ibarreta, PhD, CFEI
Gerente
Exponent
1075 Worcester St.
Natick, MA 01760
EE.UU.**

12 de abril 2026

Contenido

Page	
Lista de Figuras	v
Lista de Tablas	vi
Limitaciones	vii
Resumen Ejecutivo	viii
Introducción	1
Antecedentes	1
Información Sobre el Edificio del Jet Set Club	1
Investigación de los Peritos del Gobierno	4
Procedimientos Estándar de Investigación de Explosiones	7
Indisponibilidad de Evidencia	9
Investigación de Exponent	12
Cronología de Investigación de Exponent	12
25 de marzo de 2026	12
22 de abril de 2026	12
Materiales Revisados	12
Análisis de Declaraciones de Testigos	12
Análisis de Imágenes de Vídeo	13
Inspecciones de los Sitios	14
9 de febrero de 2026	14
10 de abril de 2026	15
22-24 de abril	16
Recolección de Muestras	16
Análisis de Muestras	21

Apéndice 1 Currículum Vitae (CV) Alfonso Ibarreta, PhD, CFEI

Apéndice 2 Lista de materiales revisados

Apéndice 3 Planos técnicos y fotografías históricas

Apéndice 4 Documentos de referencia

Apéndice 5 Análisis de videos

Apéndice 6 Fotografías de Exponent

Apéndice 7 Muestras tomadas por Exponent

Apéndice 8 Informes de pruebas

Apéndice 9 Análisis de pruebas

Lista de Figuras

	Page
Figura 1. Fotografía panorámica del interior del Jet Set Club tomada en 2016.	2
Figura 2. Fotografía de la pared oeste del club Jet Set tomada en 2015 durante las remodelaciones. La estructura de soporte del techo falso es visible bajo las vigas del techo.	3
Figura 3. Fotografía del montón de escombros en el Sitio F en La Feria Ganadera. La fotografía fue tomada por Exponent el 9 de febrero de 2026.	10
Figura 4. Imagen Izquierda: Jet Set Night Club desde el costado exterior oeste. Imagen Derecha: Escombros apilados en La Feria Ganadera.	15
Figura 5. Estado del sitio Jet Set Night Club durante la visita del 10 de abril de 2026.	16
Figura 6. Ubicación de las muestras tomadas en el sitio Jet Set Night Club durante la visita de abril 22-24 de 2026.	19
Figura 7. Muestras tomadas en La Feria Ganadera durante la visita de abril 22-24 de 2026.	20

Lista de Tablas

	Page
Tabla 1. Índice de muestras recogidas por Exponent	18
Tabla 2. Muestras seleccionadas para análisis de laboratorio	22

Limitaciones

Exponent Inc. (Exponent) fue designada por el honorable magistrado Reymundo Ant. Mejía Zorrilla, Juez del Primer Juzgado de Instrucción del Distrito Nacional el 25 de marzo 2026, para investigar posibles factores causales externos, incluyendo la posible presencia de un artefacto explosivo que pudiera haber causado o contribuido al colapso del techo del Jet Set Club ocurrido en la madrugada del 8 de abril de 2025 en Ave. Independencia #2253, Atala, Santo Domingo, República Dominicana.

Para el análisis, se utilizaron resultados de ensayos realizados por los laboratorios Foresite. Pace Analytical y Galbraith Laboratories, Inc.. Estos laboratorios cuentan con certificaciones/acreditaciones aplicables y son reconocidos como laboratorios confiables y calificados para este tipo de análisis. Sin embargo, Exponent no puede verificar de manera independiente la exactitud de estos datos y, por lo tanto, se basa en la confiabilidad y competencia técnica de los laboratorios mencionados.

El alcance de los servicios realizados durante esta investigación puede no abordar adecuadamente las necesidades de otros usuarios de este informe, y cualquier reutilización de este informe o de sus hallazgos, conclusiones o recomendaciones presentadas aquí será bajo la exclusiva responsabilidad del usuario. Las opiniones y comentarios formulados durante esta evaluación se basan en observaciones e información disponible en el momento de la investigación.

No se expresa ni implica ninguna garantía sobre la vida útil futura o el desempeño de cualquier condición revisada.

Resumen Ejecutivo

Exponent Inc. (Exponent) fue designada por el honorable magistrado Reymundo Ant. Mejía Zorrilla, Juez del Primer Juzgado de Instrucción del Distrito Nacional el 25 de marzo 2026, para investigar posibles factores causales externos, incluyendo la posible presencia de un artefacto explosivo que pudiera haber causado o contribuido al colapso del techo del Jet Set Club ocurrido en la madrugada del 8 de abril de 2025 en Ave. Independencia #2253, Atala, Santo Domingo, República Dominicana. El Dr. Alfonso Ibarreta encabezó la investigación de Exponent.

Hubo varios indicios que sugieren que un artefacto explosivo pudo haber estado involucrado en este incidente: (1) la falla repentina de la estructura del edificio, (2) videos de personas siendo derribadas durante el evento, y (3) declaraciones de testigos que describen un ruido fuerte justo antes del colapso. Durante su investigación, ONESVIE consideró brevemente la posibilidad de que explosivos estuvieran involucrados en este incidente, pero no descartó correctamente esta posibilidad. Exponent no encontró evidencia de que alguna de las agencias gubernamentales o locales involucradas haya evaluado adecuadamente si un artefacto explosivo estuvo involucrado en este incidente.

Exponent encontró que la investigación realizada por los peritos de ONESVIE en 2025 presentó algunas deficiencias clave que pudieron haber afectado sus conclusiones:

- ONESVIE no se basó en un conjunto específico de procedimientos estándar para realizar su investigación forense y no utilizó el método científico para formular sus opiniones.
- Durante la investigación, la escena no fue adecuadamente asegurada, y la evidencia no fue debidamente preservada.
- La investigación de ONESVIE estuvo enfocada desde el principio en la “sobrecarga” como causa raíz del evento.

Hubo varias declaraciones de testigos que describen un ruido fuerte antes del colapso, lo que podría indicar que un artefacto explosivo se activó inmediatamente antes del incidente (ver discusión posterior sobre declaraciones de testigos). Varios testigos describieron haber escuchado un fuerte “estruendo” o “estallido” y sentir una “ola expansiva”.

Existieron múltiples videos, incluyendo grabaciones de CCTV, de personas ubicadas cerca de las puertas siendo derribadas en el momento del evento. Exponent realizó una comparación cuadro por cuadro de los videos clave. El análisis de video mostró que personas y puertas fueron empujadas por una ráfaga de aire tras el inicio del colapso. Esto está relacionado con el desplazamiento abrupto del techo, lo que causa la expulsión de aire a través de las salidas disponibles. Los videos disponibles no aportan evidencia de una explosión dentro del edificio antes del colapso del techo, pero: (1) la mayoría de los canales de CCTV tenían aproximadamente dos minutos de grabación faltante alrededor del momento del colapso, y no

muestran el evento en sí, (2) los videos disponibles durante el colapso no muestran todo el techo interno del edificio durante el evento, y (3) los videos no muestran lo que ocurrió en la parte superior del techo. Por tanto, no se puede descartar la participación de un artefacto explosivo ubicado en una zona interna no visible en los videos durante el evento, o sobre el techo del edificio.

La investigación de Exponent incluyó pruebas de los escombros y otras muestras recolectadas. De las muestras recolectadas, se seleccionaron 14 para análisis químico. Las muestras elegidas representaban una variedad de ubicaciones, características y tipos de materiales presentes en los sitios.

El análisis químico de materiales para determinar la presencia de residuos de explosivos constituye un aspecto fundamental de las investigaciones forenses relacionadas con explosivos. Durante la detonación de un artefacto explosivo, las especies químicas asociadas con el explosivo original, los componentes del dispositivo y los productos secundarios de la reacción pueden depositarse o incorporarse en los sustratos materiales circundantes. Por ello, Exponent efectuó actividades de muestreo de escombros y superficies en múltiples ubicaciones consideradas clave.

Se realizaron análisis químicos de las muestras para detectar compuestos nitroaromáticos, nitraminas y ésteres de nitrato utilizando cromatografía de gases-espectrometría de masas (GC-MS, por sus siglas en ingles) y cromatografía líquida de alta resolución (HPLC, por sus siglas en ingles). El análisis de aniones se realizó mediante cromatografía iónica con detección de conductividad (IC, por sus siglas en ingles) y cromatografía iónica-espectrometría de masas (IC-MS, por sus siglas en ingles).

Ninguna de las muestras enviadas para análisis resultó en detección positiva de compuestos orgánicos comunes asociados con residuos explosivos. Tanto el nitrato como el nitrito se detectaron en todas las muestras, incluida la muestra de referencia. Las pruebas produjeron principalmente resultados no detectables para compuestos asociados a explosivos y el análisis no indicó la presencia de residuos explosivos.

En conclusión, Exponent investigó posibles factores causales externos, incluyendo la posible presencia de un artefacto explosivo. El análisis del material audiovisual disponible y las pruebas químicas realizadas a muestras del edificio Jet Set Club (Sitio B) y de la pila de escombros en La Feria Ganadera (Sitio F) no produjeron evidencia de uso de explosivos. Sin embargo, Exponent no puede descartar la participación de un artefacto explosivo basándose en la evidencia disponible porque:

- 1) La evidencia de video disponible no permite descartar la posible participación de una explosión.
- 2) Los escombros de la estructura del techo, donde podría haberse colocado un artefacto explosivo, no fueron debidamente documentados ni preservados. No fue posible evaluar y determinar adecuadamente las áreas clave donde se debió realizar muestreo.

Las muestras obtenidas del Sitio F por Exponent se tomaron según la información disponible, pero pueden no incluir áreas clave que se habrían identificado en una escena correctamente documentada y preservada.

- 3) Los escombros tanto del Sitio B como del Sitio F estuvieron expuestos al sol y la lluvia durante 12 meses antes de que Exponent pudiera acceder a la evidencia. Esta degradación pudo haber provocado resultados falsos negativos en la detección de residuos explosivos.

Introducción

Exponent Inc. (Exponent) fue designada por el honorable magistrado Reymundo Ant. Mejía Zorrilla, Juez del Primer Juzgado de Instrucción del Distrito Nacional el 25 de marzo 2026, para investigar posibles factores causales externos, incluyendo la posible presencia de un artefacto explosivo, que pudiera haber causado o contribuido al colapso del techo del Jet Set Club ocurrido en la madrugada del 8 de abril de 2025 en la Ave. Independencia #2253, Atala, Santo Domingo, República Dominicana. La investigación de Exponent estuvo a cargo del Dr. Alfonso Ibarreta, cuyo currículum se encuentra en el Apéndice 1.

Antecedentes

En las primeras horas del 8 de abril de 2025, el techo del Jet Set Night Club, ubicado en la Ave. Independencia #2253, Atala, Santo Domingo, colapsó durante un evento musical público. Los informes del gobierno indican que el colapso estructural ocurrió aproximadamente a las 12:44 a. m. de ese día,¹ resultando en 236 fallecidos. Tras las operaciones de búsqueda y rescate, la mayor parte de los escombros y restos del colapso fueron transportados y apilados en La Feria Ganadera.²

Información Sobre el Edificio del Jet Set Club

El edificio del Jet Set Club se construyó inicialmente en los años 70 como cine.³ El edificio fue renovado en 2014 y 2015.⁴ Una imagen del interior del edificio tras esas renovaciones se muestra en la Figura 1.

¹ Ministerio Público, Acusación Formal con Solicitud de Apertura a Juicio, p. 66; Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club, p. 9.

² Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club, p. 28.

³ Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club, p. 7.

⁴ Ministerio Público “Acusación Formal con Solicitud de Apertura a juicio” 7 noviembre 2025, Pag. 45-46.

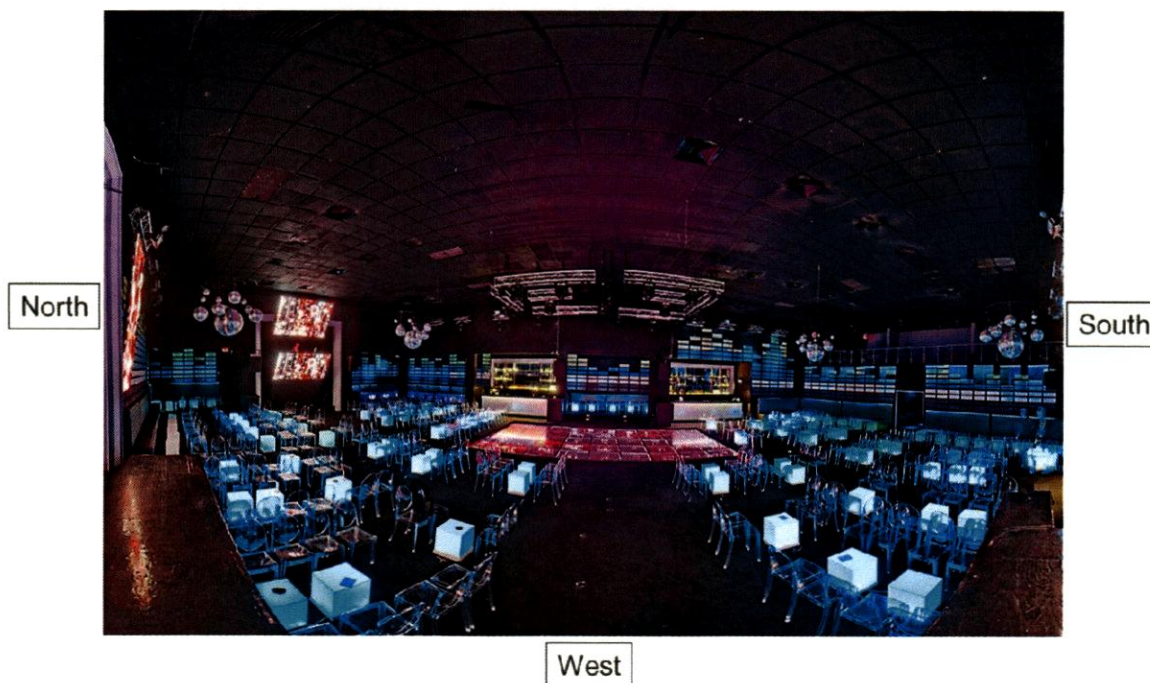


Figura 1. Fotografía panorámica del interior del Jet Set Club tomada en 2016.

La parte superior de la sala principal del edificio tenía un falso techo de plafón situado a unos 0,5 m por debajo de las vigas estructurales en el tejado. La ubicación relativa de los plafones del techo respecto a la estructura del techo se muestra en la Figura 2.



Figura 2. Fotografía de la pared oeste del club Jet Set tomada en 2015 durante las remodelaciones. La estructura de soporte del techo falso es visible bajo las vigas del techo.

Investigación de los Peritos del Gobierno

Exponent revisó los principales informes sobre el incidente preparados por diferentes agencias y organizaciones durante la investigación. En particular, la Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructura y Edificaciones (ONESVIE) llevó a cabo una investigación sobre el incidente y publicó varios informes en 2025. El Ministerio Público se basó en los hallazgos y conclusiones de los informes de ONESVIE para sus actuaciones.

Como parte de la investigación, Exponent revisó los siguientes documentos:

- Departamento II Criminalista de Campo Policía Científica “Acta de Inspección Técnico Policial” 10 de abril 2025.
- Cuerpo de Bomberos de Santo Domingo “Certificación de Investigación de Incendio” 15 de abril 2025 (respecto al incendio que ocurrió en el Jet Set Club en 2023).
- ONESVIE “INFORME N0.1 RECOPIULATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 21 de abril de 2025.
- ONESVIE “INFORME N0.2 RECOPIULATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 23 de abril de 2025.
- ONESVIE “Informe Preliminar Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club” 11 de junio 2025.
- Ministerio Público “Solicitud de Medida de Coerción – Caso Jet Set” 14 de junio 2025.
- ONESVIE “Informe Evaluación – Análisis de Colapso del edificio Jet Set – ELS v. 10” 14 de agosto 2025.
- ONESVIE “Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club” 10 de septiembre 2025.
- Policía Nacional “Informe Técnico de Video” 5 de noviembre 2025.
- Ministerio Público “Acusación formal con solicitud de apertura a juicio” 7 de noviembre 2025.

Según los documentos disponibles a la fecha, Exponent concluyó que la investigación realizada por ONESVIE en 2025 presentaba algunas deficiencias clave que pudieron haber influido sus conclusiones:

- ONESVIE no se basó en un conjunto específico de procedimientos estándar para realizar su investigación forense y no aplicó el método científico al formar sus opiniones.

- Según los informes técnicos de ONESVIE: ^{5,6} “Actualmente, no existe un reglamento dominicano específico para análisis forense estructural. El equipo de peritos utilizó 30 años de experiencias en estudios forenses de edificaciones y adoptó las siguientes normativas metodológicas en este informe técnico: ASTM E620 / ASTM E678.”
- ASTM E620 es una práctica estándar que proporciona orientación en la preparación de informes escritos que expresan las opiniones de peritos científicos o técnicos.
- ASTM E678 es una práctica que orienta la evaluación de datos y opiniones expertas, pero delega al usuario la tarea de identificar y analizar las pruebas clave.
“Las personas que participan en investigaciones forenses son responsables de identificar los datos significativos. Luego analizar y correlacionar los datos y presentar conclusiones y opiniones.”⁷
- Durante la investigación, la escena no fue debidamente asegurada y las pruebas no se conservaron adecuadamente.
 - ONESVIE centró su investigación desde el principio únicamente en la "sobrecarga" como causa raíz del suceso.
 - El 21 de abril de 2025 (13 días después del incidente), ONESVIE emitió un informe sobre el progreso de la investigación en el que se menciona el término "sobrecarga" en 4 ocasiones.⁸
 - El 11 de junio de 2025 (64 días después del incidente), los peritos de ONESVIE ya habían concluido que la causa raíz del colapso era la "sobrecarga [...] en las vigas postensadas" debido a las capas de acabado "fino" y el equipo situado en el techo.⁹
 - Cabe señalar que esta conclusión se alcanzó antes de que se publicara el informe de análisis estructural del edificio el 14 de agosto de 2025.¹⁰

Durante su investigación, ONESVIE consideró brevemente la posibilidad de que explosivos estuvieran involucrados en este incidente, pero no descartó adecuadamente esta posibilidad. ONESVIE descartó la participación de explosivos como causa raíz del colapso únicamente basándose en la ausencia de evidencia proporcionada por la Policía Nacional y el Cuerpo de Bomberos.

⁵ ONESVIE “Informe Preliminar Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club” 11 junio 2025, Pag. 25.

⁶ ONESVIE “Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club” 10 septiembre 2025, Pag. 27.

⁷ ASTM E678 Standard Practice for Evaluation of Scientific or Technical Data.

⁸ ONESVIE “INFORME N0.1 RECOPIULATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 21 abril de 2025.

⁹ ONESVIE “Informe Preliminar Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club” 11 junio 2025, Pag. 55.

¹⁰ ONESVIE “Informe Evaluación – Análisis de Colapso del edificio Jet Set – ELS v. 10” 14 agosto 2025, p 14.

- Según los informes de ONESVIE, la posibilidad de que hubiera explosivos implicados en este incidente se descartó como causa posible porque "[e]n la documentación enviada por el Departamento de Policía Científica de la Policía Nacional [...] no se muestran elementos explosivos en el registro de evidencias."^{11,12}
 - El informe policial, sin embargo, solo documentó un total de 50 registros de pruebas que se recogieron dentro del edificio el 10 de abril de 2025.
 - Las únicas pruebas recogidas por la policía fueron solo objetos personales que no estaban relacionados con la causa raíz del incidente. El informe policial al que hace referencia ONESVIE indica que el documento está "relacionado a la investigación de las muertes y las heridas"¹³, pero no aborda la causa raíz del colapso.
 - La recolección de pruebas por parte de la policía se realizó después de que la mayoría de los escombros ya habían sido retirados del edificio y almacenados en un lugar separado. Por tanto, esta revisión de pruebas no incluyó una búsqueda entre los escombros relevantes de la estructura del tejado.
- El informe preliminar de la investigación de ONESVIE indicó que, en junio de 2025, los investigadores de ONESVIE estaban "a la espera del reporte del Cuerpo de Bomberos del Distrito Nacional, que nos informe de si hubo alguna afectación por explosiones o incendios, ya que esta es la institución encargada de determinar si hubo cualquier afectación estos riesgos antropogenicos." Sin embargo, el informe del Departamento de Bomberos del Distrito Nacional nunca fue producido ni se basó en él por los investigadores de ONESVIE al descartar la posibilidad de que una explosión estuviera involucrada en este incidente.

Exponent no ha encontrado evidencia de que las agencias gubernamentales o locales involucradas hayan evaluado adecuadamente si un artefacto explosivo estuvo implicado en este incidente. La investigación realizada por los peritos de ONESVIE se centró exclusivamente en la hipótesis de un colapso por sobrecarga (llegando a esta conclusión en junio de 2025) y desestimó pruebas que podrían haber apuntado a otras hipótesis. Esto constituye un claro ejemplo de "sesgo de expectativa", definido en la NFPA 921 como "un fenómeno bien conocido que ocurre en análisis científicos cuando el investigador alcanza una conclusión de manera prematura sin haber examinado o considerado todos los datos relevantes."¹⁴

Exponent encontró que varias piezas de información que podrían haber señalado una causa externa fueron ignoradas durante la investigación de los peritos del gobierno:

¹¹ ONESVIE "Informe Preliminar Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club" 11 junio 2025, Pag. 57

¹² ONESVIE "Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club" 10 septiembre 2025, Pag. 60

¹³ Departamento II Criminalista de Campo Policía Científica "Acta de Inspección Técnico Policial" 10 de abril 2025, Pag. 1.

¹⁴ NFPA 921-ES 2014, Sec. 4.3.8.

- Hubo varias declaraciones de testigos que describen un ruido fuerte antes del derrumbe, lo que podría indicar que un artefacto explosivo pudo haber explotado inmediatamente antes del incidente (véase la discusión posterior sobre declaraciones de testigos). Varios testigos describieron haber escuchado un fuerte "estruendo" o "estallido" y sentir una "ola expansiva". La investigación de los peritos del gobierno no aborda estos relatos.
- Había varios vídeos, incluyendo imágenes de CCTV, de personas situadas cerca de puertas siendo derribadas en el momento del evento. La investigación de ONESVIE no revisó ni consideró las pruebas de las imágenes de CCTV. El informe final de ONESVIE se publicó el 10 de septiembre de 2025,¹⁵ mientras que el Informe Técnico de Video emitido por la Policía Nacional se publicó el 5 de noviembre de 2025.¹⁶ De manera similar, la investigación de ONESVIE no revisó ni consideró las grabaciones de vídeo captadas por testigos en la escena, incluidos los vídeos de teléfonos móviles.

El descartar evidencia que no coincide con las teorías desarrolladas en las etapas iniciales de una investigación constituye un sesgo conocido, frente al cual se recomienda mantener una evaluación objetiva y crítica de toda la evidencia disponible. Según una guía usada para investigaciones forenses, un sesgo conocido es:¹⁷

“El uso de una tendencia a lo esperado en la investigación da lugar a que se empleen únicamente aquellos datos que apoyan la conclusión formada previamente y suele conducir a una falta de interpretación y/o descarte de los datos que no sirven para la opinión original. Los investigadores han de ser extremadamente precavidos para evitar esa tendencia a lo esperado, haciendo un uso apropiado del método científico”

Procedimientos Estándar de Investigación de Explosiones

- Diversas evidencias sugieren que un artefacto explosivo pudo haber estado relacionado con este incidente, como: (1) el colapso inesperado de la estructura, (2) videos en los que se observa a personas siendo derribadas durante el evento, y (3) declaraciones de testigos que describieron un ruido fuerte justo antes del colapso. Esta posibilidad debió haber sido investigada desde el principio. Existen varias referencias que ofrecen orientación sobre cómo realizar una investigación efectiva de un incidente que involucra la posible presencia de un artefacto explosivo. Estas incluyen: La Asociación Nacional de Protección contra Incendios

¹⁵ Informe Final Técnico Pericial – Edificación Jet Set Club, p. 1.

¹⁶ Policía Nacional “Informe Técnico de Video” 5 de noviembre 2025.

¹⁷ NFPA 921-ES 2014, Sec. 4.3.8.

(NFPA, por sus siglas en inglés) publica el NFPA 921 "Guide for Fire and Explosion Investigations"

- Se publica una versión en texto en español de la edición de 2014 como NFPA 921-ES "Guía Para la Investigación de Incendios y Explosiones"
- El Departamento de Justicia de EE. UU. (DOJ, por sus siglas en inglés) ha publicado: "Guía para la investigación de explosiones y escenas de atentados con bombas [título traducido del inglés]". Este documento de consenso fue preparado por el Grupo de Trabajo Técnico para la Investigación de la Escena de Explosiones, organizado bajo el Departamento de Justicia.

Estos documentos son considerados consensos que deben ser utilizados como referencia tanto en investigaciones civiles como penales de explosiones. De acuerdo con estas directrices, una investigación adecuada debe incluir los siguientes elementos:

- La guía NFPA 921 recomienda utilizar el método científico para investigar una posible explosión.¹⁸
- Los investigadores deben recoger y analizar muestras físicas de tal manera que puedan utilizarse para verificar las hipótesis planteadas sobre el posible origen de una explosión. Esto requiere, entre otras cosas:
 - Recoger y conservar muestras físicas de manera que evite su deterioro debido al paso del tiempo o a la exposición al medio ambiente.¹⁹
 - Las directrices del Departamento de Justicia de EE. UU. establecen que, en caso de un posible evento explosivo, los investigadores deben considerar la detección de trazas de explosivos, el uso de caninos y la realización de pruebas químicas para materiales traza.²⁰
 - La directriz NFPA 921 también recomienda realizar análisis fisicoquímicos para identificar posibles explosivos y/o combustibles.²¹
 - Los investigadores deben evaluar y documentar adecuadamente la escena.²²
- Se deben desarrollar procedimientos para la recolección, control y cadena de custodia de muestras.²³

La investigación gubernamental no incluyó los elementos mencionados anteriormente.

¹⁸ NFPA 921-ES 2014, Sección 19.2; Sección 23.14.1.

¹⁹ Departamento de Justicia de EE. UU. (DOJ) " Guía para la investigación de explosiones y escenas de atentados con bombas " Informe de investigación NCJ 181869, junio de 2000, pág. 15.

²⁰ Departamento de Justicia de EE. UU. (DOJ) " Guía para la investigación de explosiones y escenas de atentados con bombas " Informe de investigación NCJ 181869, junio de 2000, Pags. 14, 28

²¹ NFPA 921-ES 2014, Sección 23.16.2, 23.16.3.

²² NFPA 921-ES 2014, Sección 23.14.4.

²³ Departamento de Justicia de EE. UU. (DOJ) " Guía para la investigación de explosiones y escenas de atentados con bombas " Informe de investigación NCJ 181869, junio de 2000, pág. 19-20

Indisponibilidad de Evidencia

La evidencia en la escena del incidente del Jet Set Club no fue adecuadamente documentada ni preservada. Inmediatamente después del suceso, el campo de escombros fue removido de manera apresurada del edificio y trasladado a ubicaciones remotas sin ningún sistema de documentación ni rastreo de la evidencia. Los escombros dentro del edificio fueron retirados y reubicados por el Ministerio de Obras Públicas. Los investigadores de ONESVIE tuvieron acceso al campo de escombros el 10 de abril de 2025, pero solo después de que la mayoría de los restos habían sido llevados a la ubicación de la Feria Ganadera.²⁴ Según el informe ONESVIE del 21 de abril de 2025:²⁵ “al no tener control del proceso de extracción y acopio de escombros, no se pudo identificar la ubicación de estos en la edificación colapsada, ni tampoco afectaciones de los elementos antes del colapso.”

Tras concluir la investigación gubernamental, el campo de escombros en La Feria Ganadera fue desplazado y apilado indiscriminadamente, causando daños adicionales a los escombros. El estado de los escombros almacenados en el Sitio F (La Feria Ganadera) en febrero de 2026 se muestra en Figura 3. Debido al estado de los escombros, no fue posible discernir la ubicación original de la mayoría de los objetos dentro del edificio del Jet Set Club.

²⁴ ONESVIE “INFORME N0.2 RECOMPILATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 23 Abril de 2025, Pag. 3.

²⁵ ONESVIE “INFORME N0.1 RECOMPILATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 21 Abril de 2025, Pag. 4.



Figura 3. Fotografía del montón de escombros en el Sitio F en La Feria Ganadera. La fotografía fue tomada por Exponent el 9 de febrero de 2026.

Exponent solo tuvo acceso al lugar del incidente y a los sitios de almacenamiento de escombros de pruebas 12 meses después del derrumbe del edificio. Durante ese tiempo, tanto el edificio como los sitios de almacenamiento de escombros estuvieron expuestos a la luz solar directa y a la precipitación.

Las pruebas relacionadas con artefactos explosivos se degradan con el tiempo y deben ser muestreadas y analizadas rápidamente. Según una fuente: "después de una explosión, dos aspectos son de suma importancia: (1) el tiempo transcurrido entre la explosión y la recuperación de los residuos de la escena; y (2) cómo se recuperan los residuos. [traducido del inglés]"²⁶ Otra referencia hace un argumento similar, afirmando: "las dos principales razones para no identificar un explosivo casero tras la explosión [...] son la falta de recogida de muestras a tiempo y la falta de extracción adecuada de los analitos de matrices difíciles. [traducido del inglés]"²⁷

²⁶ Gerard T. Murray "Investigación forense de explosiones – Capítulo 18: La importancia de los resultados analíticos en la investigación de explosivos" Editado por Alexander Beverige, CRC Press, Boca Raton, FL (2012) Página. 728.

²⁷ Klapac, D. J., Czarnopys, G., & Pannuto, J. (2023). *Revisión de Interpol sobre el análisis y detección de explosivos y residuos de explosivos*. Forensic Science International: Synergy 6 (2023) 100298, p.1.

Durante la investigación gubernamental no se realizaron pruebas de laboratorio para detectar la posible presencia de productos químicos explosivos. ONESVIE obtuvo varias muestras y realizó pruebas sobre los escombros a partir del 10 de abril de 2025.²⁸ Sin embargo, estas muestras se centran en probar la resistencia estructural de los componentes. No se realizaron pruebas químicas para identificar la posible presencia de restos explosivos.

²⁸ ONESVIE “INFORME N0.1 RECOMPILATORIO DE ACCIONES TECNICAS Y LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO NOCTURNO JET SET POR COLAPSO DEL TECHO” 21 Abril de 2025, Pag. 4.

Investigación de Exponent

La siguiente sección describe la investigación del incidente realizada por Exponent. Exponent fue encargado de investigar posibles factores causales externos, incluyendo la posible presencia de un explosivo que pudiera haber causado o contribuido al colapso del techo del Jet Set Club.

Cronología de Investigación de Exponent

25 de marzo de 2026

Por orden del auto judicial emitido el 25 de marzo de 2026,²⁹ a Exponent se le concedieron 30 días laborables, con fecha límite hasta el 14 de mayo de 2026, para realizar una investigación del incidente, incluyendo revisiones de materiales, visitas a los lugares, recogida y análisis de muestras, y redacción de informes. Esta línea temporal condensada limitó severamente el acceso de Exponent al sitio y a los restos. Este calendario también significó que todas las pruebas de muestras debieron acelerarse, limitando los tipos de pruebas y el número de muestras que pudieron ser probadas de forma factible.

22 de abril de 2026

Exponent accedió y recogió muestras en los sitios de escombros del Jet Set Night Club y La Feria Ganadera los días 22 y 23 de abril, aproximadamente 12 meses después del incidente, tras las actividades de apuntalamiento y estabilización en el Jet Set Night Club y la separación del montón de escombros en La Feria Ganadera. Hubo retrasos inesperados en los permisos que impidieron que Exponent accediera antes al recinto del Jet Set Night Club.

Materiales Revisados

En el Apéndice 2 se proporciona una lista de todos los materiales revisados por Exponent. Los planos técnicos y fotografías históricas del local se proporcionan en el Apéndice 3. Otros documentos de referencia se proporcionan en el Apéndice 4.

Análisis de Declaraciones de Testigos

Exponent no tuvo acceso a las declaraciones completas de los testigos. La única información de declaración de testigos disponible para Exponent eran los resúmenes de declaraciones en la Acusación. Estos resúmenes se centraban en las afirmaciones que corroboraban los argumentos presentados en la Acusación.

²⁹ Auto No. 057-2026-SSOL-00024 - PRIMER JUZGADO DE LA INSTRUCCIÓN DEL DISTRITO NACIONAL

Sin embargo, los resúmenes incluían varias declaraciones de testigos que podrían indicar que un artefacto explosivo pudo haber explotado inmediatamente antes del incidente:

- Luis Thomas Graveley Hernández escucho “un estallido fuerte” antes de que el techo cayera.³⁰
- Zulinka Yadhira Pérez Lizardo testificó que “hubo un estruendo fuerte y como una ola expansiva”³¹
- Misael Abreu Cruz declaró que "Sonó un estruendo y vio que todo se desplomó, luego se formó una honda expansiva de polvo-arena.”³²
- Águeda Carolina Lora Asencio declaró que ella “escuchó un estruendo y vio cuando el techo se cayó”³³

Análisis de Imágenes de Vídeo

Exponent analizó grabaciones de cámaras de seguridad (CCTV) en el Jet Set Club cerca del momento del incidente, así como algunos videos clave de teléfonos celulares. Exponent recibió copia de videos que, según los informes oficiales, correspondían a tres grabaciones de dispositivos DVR y cuatro teléfonos celulares recolectados durante la investigación realizada por el Ministerio Público y la Policía Nacional.³⁴ El disco duro incluía videos extraídos de los siguientes dispositivos DVR:

No.	DESCRIPCIÓN	MARCA	COLOR	MODELO	SERIAL
1	DVR	HIKVISION	BLANCO	DS-7116HGHI-K1	G33741376
2	DVR	HIKVISION	NEGRO	DS-7216HGHI-K1	G29871885
3	DVR	HIKVISION	NEGRO	DS-7216HGHI-K1	G29871953

Y videos de los siguientes cuatro teléfonos móviles:³⁵

No.	DESCRIPCIÓN	MARCA	COLOR	MODELO	IMEI
1	Celular	Samsung	Gris	N/A	351997880219664
2	Celular	Iphone	Morado	A2651	N/A
3	Celular	Samsung	Azul	SM-A256E/N	354432/55/081088/8
4	Celular	Motorola	Rojo	N/A	N/A

³⁰ Ministerio Público “Acusación formal con solicitud de apertura a juicio” 7 noviembre 2025, Pag. 91-92.

³¹ Ministerio Público “Acusación formal con solicitud de apertura a juicio” 7 noviembre 2025, Pag. 93.

³² Ministerio Público “Acusación formal con solicitud de apertura a juicio” 7 noviembre 2025, Pag. 94.

³³ Ministerio Público “Acusación formal con solicitud de apertura a juicio” 7 noviembre 2025, Pag. 98.

³⁴ No.2025-11-E7935.pdf; SDFIF-0482-2025.pdf; SDFIF-0536-2025-A.pdf; SDFIF-0536-2025-B.pdf; SDFIF-0598-2025.pdf

³⁵ SDFIF-0482-2025.pdf; SDFIF-0536-2025-A.pdf; SDFIF-0536-2025-B.pdf; SDFIF-0598-2025.pdf

Un listado de las grabaciones de CCTV disponibles se encuentra en el Apéndice 5. La mayoría de las grabaciones de CCTV tenían aproximadamente 2 minutos faltantes alrededor del momento del colapso del techo, pero varios canales de CCTV capturaron algunos fotogramas de video durante el colapso.

Una comparación fotograma a fotograma de los videos clave analizados por Exponent se muestra en el Apéndice 5. Los fotogramas de video mostrados están separados por 1/15 de segundo (67 ms). Los videos muestran personas y puertas siendo empujadas por una ráfaga de aire después del inicio del colapso. Esto se correlaciona con el movimiento repentino del techo, que provoca que el aire se evacúe rápidamente por las salidas disponibles. En uno de los videos, se observa a un trabajador llevándose las manos a las orejas, pero esto ocurre después de que el techo ya esté en movimiento.

Los videos disponibles no aportan evidencia de una explosión dentro del edificio antes del colapso del techo, pero: (1) la mayoría de los canales de CCTV tenían alrededor de dos minutos de grabación faltante en el momento del colapso y no muestran el evento en sí, (2) los videos disponibles durante el colapso no muestran todo el techo interno del edificio durante el evento, y (3) los videos no muestran lo que ocurrió en la parte superior del edificio. No se puede descartar la posible participación de un artefacto explosivo ubicado en un área interna no visible en los videos durante el evento, o en la parte superior del techo del edificio.

Inspecciones de los Sitios

Exponent visitó y documentó dos sitios: (1) el sitio Jet Set Night Club (Sitio B), donde operaba el club nocturno y donde ocurrió el colapso, y (2) el sitio de La Feria Ganadera (Sitio F), donde se depositaron los escombros y restos del colapso. Exponent realizó visitas a estos sitios en tres ocasiones distintas. Las fotografías tomadas durante las inspecciones de los sitios se encuentran en el Apéndice 6. A continuación se presenta un resumen de las actividades realizadas durante cada una de estas visitas.

9 de febrero de 2026

Exponent visitó inicialmente el Jet Set Night Club (sitio B) y La Feria Ganadera (sitio F) el 9 de febrero de 2026. Como no se autorizó el acceso al Jet Set Night Club, las observaciones de Exponent durante esta visita se limitaron al exterior de las instalaciones, véase Figura 3. De manera similar, Exponent observó el montón de escombros en la Feria Ganadera, pero no se autorizó la recogida de muestras, véase Figura 4.

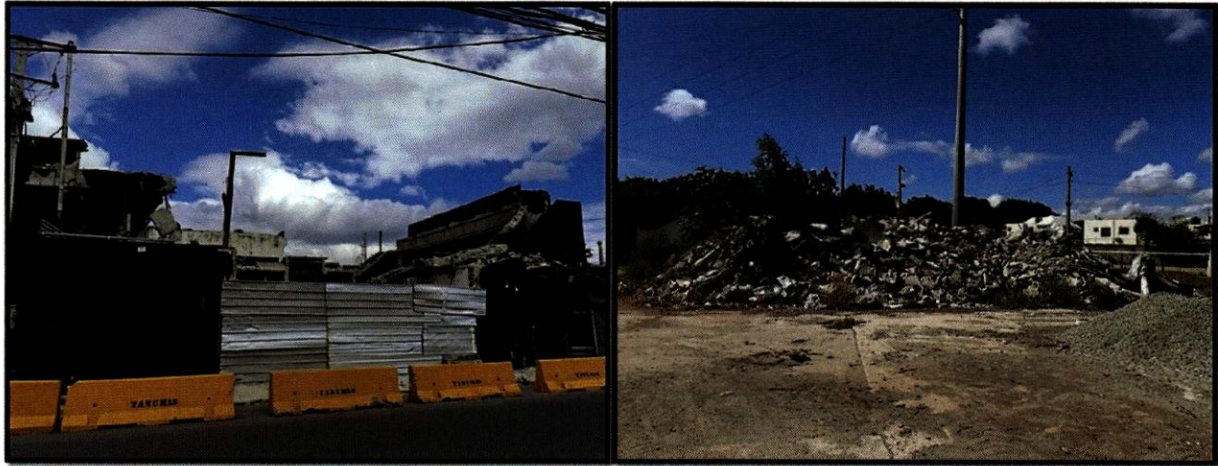


Figura 4. Imagen Izquierda: Jet Set Night Club desde el costado exterior oeste. Imagen Derecha: Escombros apilados en La Feria Ganadera.

10 de abril de 2026

Exponent accedió a las instalaciones del Jet Set Night Club y a la Feria Ganadera el 10 de abril de 2026. Sin embargo, el Jet Set Night Club no estaba listo para ser muestreado, véase Figura 5, y los restos no estaban disponibles para muestreo en la Feria Ganadera. Las condiciones del lugar reflejan los restos que quedaban tras el colapso estructural, las operaciones de búsqueda y rescate, la posterior retirada de escombros, así como el desgaste y deterioro normales por la exposición a los elementos durante aproximadamente 12 meses.



Figura 5. Estado del sitio Jet Set Night Club durante la visita del 10 de abril de 2026.

22-24 de abril

Exponent accedió al Jet Set Night Club y a los sitios de escombros de La Feria Ganadera entre el 22 y el 24 de abril de 2026. Durante esta visita, Exponent pudo recoger muestras en ambos lugares. En total, se recogieron 24 muestras diferentes.

Recolección de Muestras

Durante la visita realizada entre el 22 y el 24 de abril, Exponent recolectó un total de 24 muestras diferentes, como se resume en la Tabla 1. El Apéndice 7 contiene los detalles de las muestras tomadas por Exponent. Las muestras se obtuvieron de la siguiente manera: (1) 16 muestras provenientes de las ubicaciones disponibles en el sitio del Jet Set Night Club, y (2) 8 muestras de escombros disponibles en el sitio de La Feria Ganadera. Exponent aplicó los siguientes criterios para determinar los puntos de muestreo en ambos sitios, basándose tanto en las directrices establecidas por la NFPA 921 como en ubicaciones clave, centrándose en:

1. Identificación de zonas con señales de daños por posible sobrepresión, e.g. cráter, fragmentación localizada, abombamiento de estructuras, impactos de metralla, daños térmicos.³⁶
2. Las zonas cercanas al sur del edificio, donde se podía acceder al falso techo y las vigas estructurales desde el balcón del segundo piso.
3. Superficies que presentan decoloración y posibles signos de daño térmico.

Exponent no pudo generar un diagrama de distribución de escombros como el descrito en la guía NFPA 921 porque los escombros no fueron dispuestos ni preservados adecuadamente al ser transportados al sitio de la Feria Ganadera.³⁷

Las muestras del sitio Jet Set Club se recolectaron como trozos de materiales en ubicaciones seleccionadas por Exponent y accesibles durante la inspección. Las muestras del sitio de La Feria Ganadera se obtuvieron extrayendo manualmente parte de la superficie de los escombros en áreas de interés, utilizando herramientas como cinceles, martillos y espátulas. Las herramientas se limpiaron con alcohol isopropílico antes de su uso y entre cada muestra. Las muestras se recolectaron directamente sobre papel de aluminio o se envolvieron en papel de aluminio y posteriormente se colocaron en bolsas plásticas selladas para su almacenamiento y transporte de regreso a las instalaciones de Exponent en Natick, Massachusetts, EE.UU..

La Tabla 1 muestra una lista de todas muestras obtenidas por Exponent. Figura 6 muestra una vista superior del Jet Set Night Club junto con las muestras tomadas en este lugar. Figura 7 muestra un esquema de los escombros organizados y etiquetados junto con una lista de las muestras tomadas en La Feria Ganadera durante la visita del 22 al 24 de abril. Como ubicación de muestra de referencia (muestra F-A-BM-9 - Referencia), se seleccionó una porción de una viga en el Sitio F que aparentaba estar relativamente intacta.

³⁶ NFPA 921-ES 2014, Sec. 23.14.4.1

³⁷ NFPA 921-ES 2014, Sec 23.14.4.1.4, 23.18.3.1.

Tabla 1. Índice de muestras recogidas por Exponent

Número de muestra	Lugar de recolección	Fecha de recolección	Identificación de muestras
1	F	22/4/2026	F-A-BM-9 - Referencia
2	F	22/4/2026	F-A-BM-13
3	F	22/4/2026	F-A-BM-8
4	F	22/4/2026	F-B-BM-10
5	F	22/4/2026	F-B-PBM-1
6	B	22/4/2026	Esquina sureste 1
7	B	22/4/2026	Esquina sureste 2 - Moqueta
8	B	22/4/2026	Esquina sureste 3 - Tejido de pared
9	B	22/4/2026	Esquina suroeste 1 - Textil de pared
10	B	22/4/2026	Columna Sureste
11	B	22/4/2026	Superficie del Muro Negro Sureste
12	B	22/4/2026	Teja de falso techo cerca de la columna sureste
13	B	23/4/2026	Pared suroeste - Decoloración
14	B	23/4/2026	Muro Suroeste - Referencia
15	B	23/4/2026	Muro Suroeste - Dañado localmente
16	B	23/4/2026	Muro Sureste - Daños localizados
17	B	23/4/2026	Área central de la columna Muro Este
18	B	23/4/2026	Columna Central del Muro Oeste
19	B	23/4/2026	Muro suroeste - escombros cerca de la puerta gris
20	B	23/4/2026	Tejado sureste - Sobre las escaleras
21	B	23/4/2026	Columna del Muro Central Este; Piezas del tejado sobre la zona de la columna
22	F	23/4/2026	F-B-BM-15
23	F	23/4/2026	F-C-BM-15
24	F	23/4/2026	F-A-ME-1

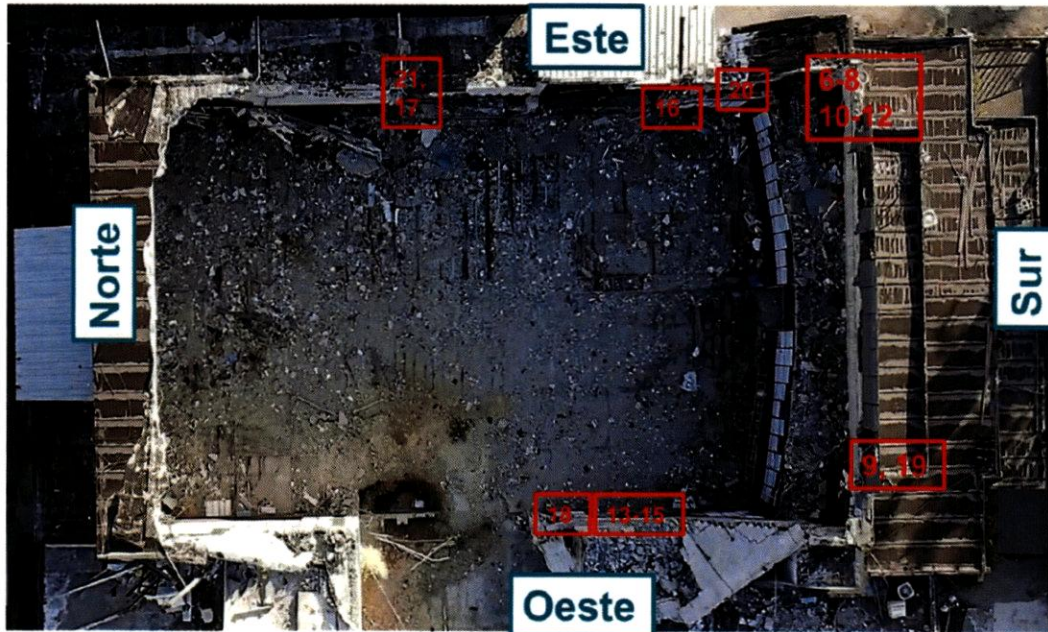


Figura 6. Ubicación de las muestras tomadas en el sitio Jet Set Night Club durante la visita de abril 22-24 de 2026.³⁸

³⁸ The top view of the Jet Set Night Club site taken on February 10th, 2026.

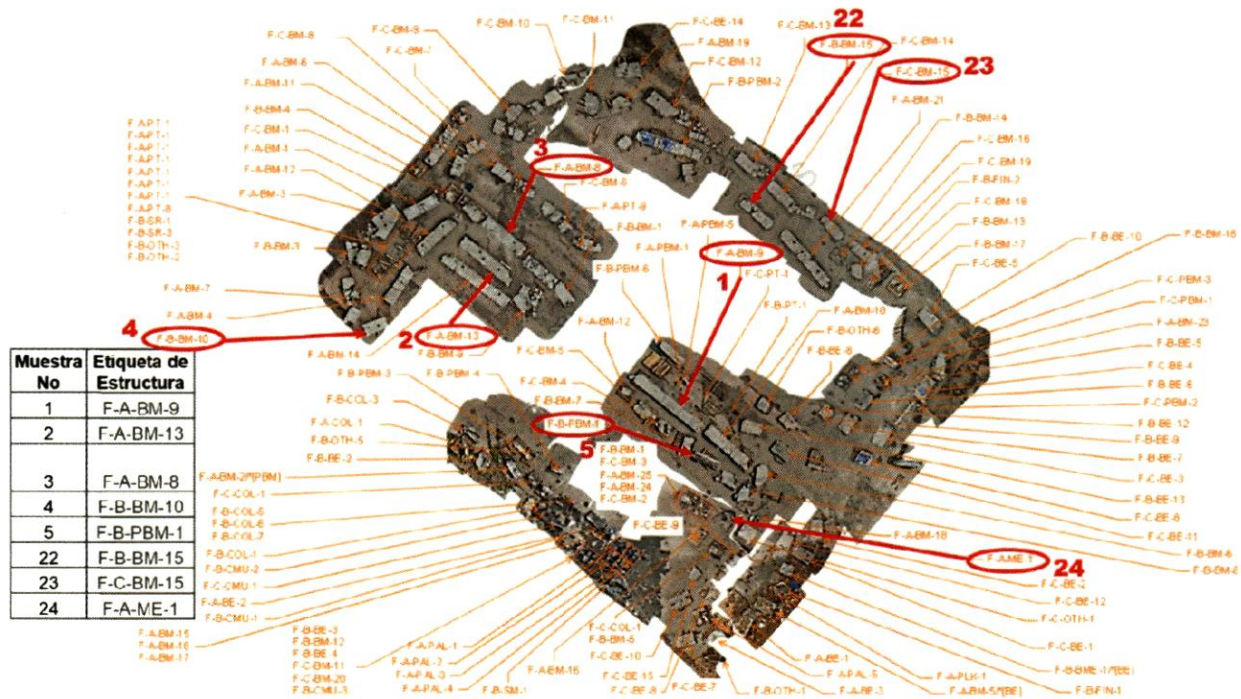


Figura 7. Muestras tomadas en La Feria Ganadera durante la visita de abril 22-24 de 2026.

Análisis de Muestras

El análisis químico de materiales para determinar la presencia de residuos de explosivos constituye un aspecto fundamental de las investigaciones forenses relacionadas con explosivos. Durante la detonación de un artefacto explosivo, las especies químicas asociadas con el explosivo original, los componentes del dispositivo y los productos secundarios de la reacción pueden depositarse o incorporarse en los sustratos materiales circundantes.³⁹ Estos compuestos residuales pueden persistir en una amplia variedad de materiales y, cuando se recolectan adecuadamente, pueden aportar información esencial sobre la composición química relacionada con el explosivo.

Los residuos recolectados pueden caracterizarse mediante técnicas analíticas establecidas para identificar compuestos orgánicos e iones inorgánicos comúnmente asociados con los explosivos y sus productos de transformación. Las prácticas normalizadas, como la norma ASTM E3329, así como los métodos analíticos publicados por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, por sus siglas en inglés), proporcionan un marco técnico para la recolección, el muestreo y el análisis de este tipo de materiales. Estas normas guiaron el enfoque analítico y la estrategia de ensayos de laboratorio aplicados en la presente investigación.

La investigación realizada por Exponent incluyó el análisis de los escombros y otras muestras recolectadas en ambos sitios (Sitio B y Sitio F). De todas las muestras obtenidas, se seleccionaron 14 para análisis químico. Varias de las muestras tomadas en una misma zona se agruparon en una sola muestra compuesta para las pruebas analíticas. Al final, se enviaron para análisis un total de 10 muestras, incluyendo muestras a granel y compuestas, tal como se resume en la Tabla 2 . Las muestras seleccionadas se procesaron y se enviaron a laboratorios externos para su análisis el 28 de abril de 2026.

³⁹ Gerard T. Murray "Investigación forense de explosiones – Capítulo 18: La importancia de los resultados analíticos en la investigación de explosivos" Editado por Alexander Beverige, CRC Press, Boca Raton, FL (2012) Página. 726.

Tabla 2. Muestras seleccionadas para análisis de laboratorio

Código de ejemplo para pruebas de laboratorio	Composición basada en números de índice de muestra	Descripción general de ejemplo	Métodos de ensayo analítico		
			GCMS	HPLC	IC / IC-MS
F-A-BM-9- REF	1	Ejemplo de referencia F-A-BM-9	X	X	X
B-SEC-C	6, 10 ,11 Muestra compuesta	Muestra compuesta de la esquina sureste	X	X	X
B-SWW	19	Escombros del Muro Suroeste	X	X	X
B-SWD-C	13, 15 Muestra compuesta	Muestra de Compuesto de Pared Suroeste	X	X	X
B-WT-C	8,9 Muestra compuesta	Muestra de Compuesto Textil para Pared	X	X	X
B-EWC	17	Área central de la columna East Wall		X	X
F-A-ME-1	24	F-A-ME-1		X	X
F-C-BM-15	23	F-C-BM-15	X	X	X
F-A-BM-13	2	F-A-BM-13		X	X
F-B-PBM-1	5	F-B-PBM-1		X	X

Las muestras seleccionadas para el análisis fueron elegidas para representar una variedad de ubicaciones, características y tipos de materiales presentes en los sitios. En algunos casos, se combinaron muestras con atributos similares en masas iguales para crear muestras compuestas para el análisis. Por ejemplo, se preparó una muestra compuesta con dos textiles provenientes de las paredes sureste y suroeste, y otra compuesta con tres muestras de materiales de construcción recogidas en la esquina sureste.

El plan de pruebas de laboratorio para las muestras seleccionadas se desarrolló teniendo en cuenta las normas aplicables^{40,41,42,43} y la literatura publicada^{44,45} relevantes para la identificación de compuestos relacionados con explosivos. El enfoque de ensayo empleó técnicas analíticas adecuadas para detectar materiales en busca de compuestos orgánicos comunes y aniones, típicamente asociados a residuos explosivos. Las técnicas seleccionadas se basaron en los métodos EPA SW-846 8095, 8330B y 9056A, con la implementación del método adaptada según los requisitos de la instrumentación específica del laboratorio y la naturaleza de las muestras analizadas. Se realizó una detección dirigida de nitroaromáticos, nitraminas y ésteres nitrato utilizando métodos de cromatografía de gases-espectrometría de masas (GC-MS, por sus siglas en inglés) y cromatografía líquida de alta resolución (HPLC, por sus siglas en inglés). La detección dirigida de aniones se llevó a cabo mediante cromatografía iónica con detección por conductividad (IC, por sus siglas en inglés) y cromatografía iónica-espectrometría de masas (IC-MS, por sus siglas en inglés).

Los informes de pruebas se muestran en el Apéndice 8. Los resultados de los análisis de muestras se detallan en el Apéndice 9. A continuación, proporcionamos un breve resumen de esos resultados.

- Pruebas GC-MS:
 - Se analizaron 6 muestras.
 - No se encontraron detecciones positivas en ninguna de las muestras.
- Pruebas HPLC:
 - Se analizaron 10 muestras.
 - No se encontraron detecciones positivas en ninguna de las muestras.
- Pruebas de IC / IC-MS:
 - Se analizaron 10 muestras.
 - Se detectaron ciertos aniones, incluidos el nitrato y el nitrito, en todas las muestras, incluida la muestra de referencia. Véase la discusión a continuación.

⁴⁰ ASTM International. (2021). ASTM E3329 21 Práctica estándar para establecer un esquema de examen de residuos explosivos. ASTM International. <https://www.astm.org/e3329-21.html>.

⁴¹ Agencia de Protección Ambiental de EE. UU. (2007). Método 8095: Explosivos por cromatografía de gases (SW-846). <https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-12/documents/8095.pdf>.

⁴² Agencia de Protección Ambiental de EE. UU. (2006). Método 8330B: Nitroaromáticos, nitraminas y ésteres de nitrato mediante cromatografía líquida de alto rendimiento (HPLC) (SW 846) (Revisión 2). Oficina de Residuos Sólidos. <https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-07/documents/epa-8330b.pdf>.

⁴³ Agencia de Protección Ambiental de EE. UU. (2007). Método 9056A: Determinación de aniones inorgánicos mediante cromatografía iónica (SW 846) (Revisión 1). Oficina de Residuos Sólidos. <https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-07/documents/epa-8330b.pdf>.

⁴⁴ Abramovich-Bar, S., Bamberger, Y., Ravreby, M., Levy, S. (1993). Aplicaciones de la cromatografía iónica para la determinación e identificación de clorato, nitrito y nitrato en explosivos y residuos explosivos. En: Yinon, J. (eds) Avances en el análisis y detección de explosivos. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-017-0639-1_5.

⁴⁵ Crane Calhoun, B.M. y Mothershead II, R.F. "Análisis forense de escombros de fuego y explosivos: Capítulo 8 – Análisis de explosivos: introducción al análisis postexplosivo", editado por Kenyon Evans-Nguyen y Katherine Hutches, Springer, Suiza (2019).

- No se encontraron detecciones positivas de clorato y perclorato en ninguna de las muestras.

Las muestras enviadas para análisis por GC-MS y HPLC fueron evaluadas para determinar la presencia de compuestos nitro orgánicos típicamente asociados con explosivos, según lo especificado en los Métodos EPA 8095 y 8330B. No se detectó ninguno de los compuestos objetivo en ninguna de las muestras.

Las muestras enviadas para análisis por IC fueron evaluadas para determinar la presencia de aniones inorgánicos especificados en el Método EPA 9056A. De los aniones incluidos en este método, la literatura de referencia asocia comúnmente el nitrato y el nitrito con materiales explosivos.⁴⁶ Tanto el nitrato como el nitrito se detectaron en todas las muestras, incluida la muestra de referencia, donde no se espera encontrar residuos explosivos. Aunque estos aniones son relevantes al evaluar la posible presencia de residuos explosivos, el nitrato y el nitrito son aniones inorgánicos ubicuos que ocurren de forma natural y que se encuentran comúnmente en suelos, aguas y materiales cementicios.^{47,48} En consecuencia, la detección de nitrato y nitrito de manera aislada no es suficiente para indicar la presencia de explosivos. La observación de estos aniones en la muestra de referencia indica que es poco probable que el nitrato y el nitrito detectados estén asociados con compuestos químicos explosivos.

Las muestras enviadas para análisis de IC también fueron evaluadas por IC-MS para detectar la presencia de aniones clorato y perclorato, ya que se requería un método de detección por instrumento diferente para estos dos aniones. El clorato y el perclorato no son constituyentes típicos de materiales cementicios u otros materiales de construcción. La detección de estos dos aniones podría indicar la presencia de residuos de explosivos, ya que estos aniones están asociados con ciertos compuestos químicos explosivos.^{49,50} Sin embargo, no se detectaron clorato ni perclorato en ninguna de las muestras.

Las pruebas analíticas incluyeron el análisis de compuestos químicos orgánicos y aniones inorgánicos relevantes para el análisis de residuos explosivos. Las pruebas produjeron principalmente resultados no detectables para compuestos asociados a explosivos.

⁴⁶ Abramovich-Bar, S., Bamberger, Y., Ravreby, M., Levy, S. (1993). Applications of Ion Chromatography for Determination and Identification of Chlorate, Nitrite and Nitrate in Explosives and Explosive Residues. In: Yinon, J. (eds) *Advances in Analysis and Detection of Explosives*. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-017-0639-1_5.

⁴⁷ Agency for Toxic Substances and Disease Registry. (2015). Toxicological profile for nitrate and nitrite (ATSDR Publication No. TP-204). U.S. Department of Health and Human Services. <https://www.atsdr.cdc.gov/ToxProfiles/tp204.pdf>.

⁴⁸ Balonis, M., Mędała, M., & Glasser, F. P. (2011). Influence of calcium nitrate and nitrite on the constitution of AFm and Aft cement hydrates. *Advances in Cement Research*, 23(3), 129–143. <https://doi.org/10.1680/adcr.10.00002>.

⁴⁹ Abramovich-Bar, S., Bamberger, Y., Ravreby, M., Levy, S. (1993). Aplicaciones de la cromatografía iónica para la determinación e identificación de clorato, nitrito y nitrato en explosivos y residuos explosivos. En: Yinon, J. (eds) *Avances en el análisis y detección de explosivos*. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-017-0639-1_5.

⁵⁰ ASTM International. (2021). ASTM E3329 21 Práctica estándar para establecer un esquema de examen de residuos explosivos. ASTM International. <https://www.astm.org/e3329-21.html>.

Aunque el análisis de muestras no indicó la presencia de residuos explosivos, no se puede descartar la posibilidad de que hubieran estado involucrados explosivos porque:

- 1) Los escombros de la estructura del techo, donde podría haberse colocado un artefacto explosivo, no fueron documentados ni preservados de forma adecuada. No fue posible evaluar ni determinar correctamente las áreas clave donde debió haberse realizado el muestreo. Las muestras obtenidas del Sitio F por Exponent se recogieron utilizando la información disponible, pero pueden no incluir zonas fundamentales que podrían haberse identificado en una escena debidamente documentada y preservada.
- 2) Los escombros de los Sitios B y F estuvieron expuestos a la luz solar y a precipitaciones durante 12 meses antes de que Exponent pudiera acceder a estas pruebas. La alteración de las pruebas puede haber provocado resultados falsos negativos en la detección de residuos explosivos.

2026-70588469