



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**ANALISIS DE SOBRESFUERZOS EN COLAPSO
DE EDIFICACIONES DE CONCRETO
REFORZADO**

Diego Mauricio Benítez Álvarez

Universidad de Antioquia

Facultad de ingeniería

Medellín, Colombia

2021



Análisis de sobreesfuerzos en colapso de edificaciones de concreto reforzado

Diego Mauricio Benítez Álvarez

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de:

Ingeniero civil

Asesores (a):

Carlos Alberto Rivero Jerez
Ingeniero Civil, M.Eng., Dr.Eng.

Universidad de Antioquia

Facultad de ingeniería

Medellín, Colombia

2021.

ANALISIS DE SOBRESFUERZOS EN COLAPSO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO

Resumen

El presente informe analiza las causas que indujeron las fallas de algunos casos de edificaciones construidas en concreto reforzado que tuvieron un mecanismo de colapso sin la incidencia de esfuerzos externos. Se estudia en detalle el caso del edificio Space, según el concepto oficial de resultados de las causas de falla se seleccionan 3 deficiencias que comprometieron de forma crítica su integridad estructural presentando en forma detallada su mecanismo de distribución de cargas, el comportamiento de los materiales utilizados en su construcción, las cargas actuantes en el momento de la falla, la tipología de diseño utilizada, su proceso constructivo, y las recomendaciones normativas vigentes. Se modela la torre del edificio Space que presentó el desplome, en este modelo se hace un análisis comparativo de las sollicitaciones aproximadas a las que estuvieron sometidos algunos elementos estructurales antes y posterior a la falla. Se enfatiza en la importancia de un diseño acorde con lineamientos normativos y de factores de seguridad recomendados en la estimación de la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Palabras claves:

Sobreesfuerzo, concreto reforzado, desplome, falla.

1- Introducción

El problema se enfoca en las edificaciones de concreto reforzado que fallan sin la incidencia de cargas accidentales. Edificaciones que fallan debido a su diseño deficiente, a un mal proceso constructivo, un material defectuoso, o a la carencia de estudios requeridos para un diseño óptimo, estas ponen en riesgo la vida y el patrimonio de las personas, afecta la reputación del gremio de ingeniería civil y constructores, todo esto saca a la luz malos manejos en los temas de aprobación de licencias de construcción por parte de las curadurías, generando cuestionamiento en el proceder de gran número de funcionarios del sector. Socialmente se genera una desconfianza al uso de obras de infraestructura civil, disminuyendo las inversiones en este campo que es uno de los mayores motores de crecimiento económico de un país.

En Colombia en la última década se han venido presentando una problemática de esta naturaleza, conteniendo varios casos en los cuales han fallado estructuras construidas en concreto reforzado, edificaciones del tipo habitacional han colapsado de forma súbita dejando la tragedia de pérdida de vidas humanas, otras han fallado de forma que no se pueden recuperar y su solución es la demolición de estas para garantizar la seguridad de las personas, esto deja pérdidas económicas muy difíciles de reparar.

El trabajo consistió en una búsqueda de casos en los que hubo edificaciones construidas en concreto reforzado que colapsaron sin la incidencia de esfuerzos externos, se seleccionó como caso de estudio el edificio Space, se analizó de acuerdo con la información encontrada, se estudió la proveniencia y desarrollo de sus deficiencias que hizo que esta estructura fallara, se

modelo la torre que colapso y se estudiaron sus deficiencias poniendo en especial cuidado al sobre esfuerzo que se generó en los elementos estructurales.

2- Objetivos

2.1- Objetivo general

Analizar las causas técnicas que llevan al colapso edificaciones construidas en concreto reforzado bajo cargas estáticas únicamente, estudiar el mecanismo de falla en diversos elementos estructurales poniendo especial atención al sobreesfuerzo que indujo la falla, caracterizar las propiedades mecánicas del concreto reforzado en el elemento estructural fallado, y analizar el contexto en el que se da el desplome, evaluar dichas causas conforme al estado del arte del conocimiento y la practica actual aplicable, recopilar casos en los que se pueda estudiar en detalle el mecanismo de colapso enfocando al sobre esfuerzo.

2.2- Objetivos específicos.

- Investigar documentación sobre edificaciones de concreto reforzado que hayan colapsado sin incidencia de esfuerzos externos a sus cargas muertas y sus cargas vivas.
- Tipificar las causas y analizarlas técnicamente de acuerdo con el alcance de la información encontrada y al conocimiento actual de edificaciones de concreto reforzado.
- Recoger casos y compara sus fallas según el uso que se les daba a las edificaciones, comparar el momento de la falla y su naturaleza de desplome.
- Estudiar el caso del edificio Space y analizarlo en detalle según el estado del arte del diseño de concreto reforzado, evaluar sus elementos estructurales que presentaron deficiencias, las cargas que indujeron sus fallas y el mecanismo de colapso.

3- Marco Teórico

Todo proyecto de ingeniería lleva un proceso constructivo en el cual se ordenan unas fases para cumplir con un producto, como la construcción de una edificación, garantizando seguridad y confianza a las personas que lo vayan a habitar, cuando un elemento estructural de una edificación falla pueden ocurrir distintos escenarios entre los cuales está el colapso, la pérdida de servicio, o la reducción de esfuerzos para el cual fue diseñada la estructura, siendo el más catastrófico el colapso súbito *“la falla puede definirse como la incapacidad de un componente de funcionar adecuadamente, y esta definición no implica fractura”* (Brooks & Choudhury, 2002).

El diseño de toda estructura debe tener en consideración diferentes tipos de cargas para las cuales pueda estar sometida en su vida útil, de modo que en un escenario extraordinario la estructura logre soportar la mayor combinación de cargas posible que pueda experimentar, conservando su integridad, pudiendo mostrar signos como agrietamientos o fallas leves mas no el colapso de la estructura (AIS, 2010).

Las cargas estáticas son aquellas cargas que involucran el peso de los elementos estructurales y no estructurales de una edificación y las cargas que soportará la estructura que tienen que ver

con el uso para el cual sea destinada, estas cargas son las cargas muertas y las cargas vivas respectivamente.

El sobre esfuerzo de un elemento estructural se ocasiona al rebasar los límites de esfuerzos para los cuales sus propiedades mecánicas alcanzan su capacidad, según diseño en ese punto se espera que el elemento falle, el diseño de estructuras por los códigos de construcción actuales buscan diseñar elementos estructurales que tengan comportamientos dúctiles y muestren una transición de síntomas a causa de los sobre esfuerzos antes de que estos fallen de forma súbita, lo que se pretende con esto es evitar elementos frágiles que bajo una eventualidad extraordinaria de sobreesfuerzos, no colapsen súbitamente y comprometan la vida de las personas que habitan la estructura. *“La ocurrencia de fallas en las estructuras son el resultado de errores humanos que pueden ser originados por negligencia, ignorancia o codicia”* (Ratay, 2010), el estudio que se encarga localizar y darle solución a estas fallas es la patología de estructuras.

Las fallas en cualquier estructura se debe a distintos problemas que pueden darse en diferentes etapas del proceso constructivo, en el manual de patologías de la edificación de (Rodríguez, Rodríguez, 2004) describe en orden la ocurrencia de posibles fallas en estas etapas: deficiencias contenidas en el proyecto o diseño del producto, poca adaptación entre el edificio y el terreno sustentante, deficiencias o fallos durante el proceso de ejecución o elaboración del producto, daños generados por agentes externos, degradación natural por el envejecimiento de los materiales, degradación por el mal uso y falta de mantenimiento, también propone para la localización del origen de la falla y darle un respectivo tratamiento, el seguimiento de diferentes fases después de ocurrida la falla, estas fases son: la fase de estudio, fase de dictamen, una fase de decisión, fase de ejecución y una fase de comprobación.

La etapa de diseño en particular presenta un especial cuidado, dado que de allí es donde se planea todo el desarrollo de la obra y las posibles eventualidades que pueda tener la vida útil de la edificación. El diseño de edificaciones de concreto reforzado—está basado en un enfoque para la seguridad estructural en el que se usa el diseño por resistencia, este funciona de forma que las cargas actuantes muertas y vivas se multipliquen por ciertos factores de mayoración de carga, denominados factores de seguridad y los valores resultantes se llaman cargas aumentadas, así los elementos de la estructura se dimensionan, diseñan y seleccionan de manera que teóricamente fallen justo bajo estas cargas aumentadas. *“La resistencia de un elemento en específico de concreto reforzado es un valor dado por la norma y no necesariamente es la verdadera resistencia última del elemento”* (McCormac & Brown, 2017).

Además de los factores de seguridad que incrementan las cargas aplicadas a la edificación, se utilizan ciertos factores de reducción de resistencia (factores ϕ) para los elementos estructurales de forma que se consideren las incertidumbres en los materiales y las aproximaciones en las ecuaciones utilizadas para el diseño de estos elementos. Un método de seguridad utilizado en el diseño de estructuras es el de los estados límites de los elementos, (McCormac & Brown, 2017) describe la condición en que una estructura o parte de ella deja de cumplir la función para la que fue diseñada.:

Existen dos categorías de estados límites: por resistencia y por servicio. Donde los estados límites por resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye el pandeo, la fractura, la fatiga, el volteo etc. Los estados límites de servicio se refiere al desempeño de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con los usos y la ocupación de las estructuras. El estado límite de servicio se mide considerando las magnitudes de las deflexiones, grietas y vibraciones de las estructuras, así como la cantidad de deterioro superficial del concreto y la corrosión del refuerzo (p. 157).

Estos últimos aspectos pueden perturbar el uso de las estructuras, pero generalmente no implica su colapso, quiere decir que es una situación solventable. El reglamento de construcción sísmo resistente colombiano NSR-10 en su actual versión contiene requisitos muy puntuales con relación a los estados límites por resistencia de los elementos de concreto reforzado, sin embargo, sus requisitos son más flexible en los estados límites de servicio ya que generalmente no implica colapso.

4- Metodología

Para dar cumplimiento al objetivo general se realizaron las siguientes tareas que buscan en forma de análisis explicar la naturaleza de colapso en edificaciones de concreto reforzado:

- Revisión documental: se buscó información concerniente a edificaciones de concreto reforzado que hayan fallado debido a cargas estáticas, sin la incidencia de cargas ambientales como sismo o viento, recolección de memorias de cálculo, informes de causas de colapso, estudios concernientes al concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso.
- Reconocimiento y selección de causas: se estudiaron las fallas que conllevan al colapso edificaciones de concreto reforzado, su naturaleza ya sea por deficiencias en el dimensionamiento y diseño de elementos estructurales principales, deficiencias en las propiedades de los materiales, sobrecargas extraordinarias, redistribución de fuerzas debido a la ocurrencia de asentamientos diferenciales en el sistema de cimentación de la estructura, problemáticas en el proceso constructivo de elementos estructurales.
- Recolección de casos y análisis de similitudes: comparativa de sus fallas, uso de la edificación, mecanismo de colapso, calidad de materiales empleados.
- Análisis en detalle del edificio Space: Según el concepto del desplome del edificio, estudiar las fallas que presentaron sus elementos estructurales ya sea por errores de diseño, por omisión de normativa o dificultades en su proceso constructivo, todo orientado hacia el sobre esfuerzo que indujo las fallas, simulación de la torre que sufrió el desplome con un modelado computacional en el que se analicen sus solicitaciones antes y después de la falla crítica.

5- Resultados y análisis

Casos de edificaciones que fallaron bajo cargas estáticas:

Edificio residencial Zumrut en Turquía

Fue un edificio construido en concreto reforzado de 11 niveles de altura, terminado en 1994, fue diseñado bajo cargas de viento y cargas estáticas únicamente (Ali Etemadi et al, 2019), el edificio se desplomo el 2 de febrero de 2004 quitándole la vida a 92 personas.

La investigación hecha por la Middle east Technical University concluyo que entre sus causas de desplome fueron en su mayoría errores de diseño, practicas inadecuadas de construcción, y la implementación de mano de obra no calificada en los diversos procesos constructivos, su causa principal que desencadeno el colapso se debió a la falla de una columna en el nivel uno, provocando así que las columnas contiguas fallaran progresivamente por el sobre esfuerzo que dio la distribución de cargas, (Ali Etemadi et al, 2019) se encontró también que estaban contruidos los elementos estructurales con material pobre en resistencia su resistencia testeada en pruebas de cilindros sacados de los escombros fue de (8 MPa), diversos errores constructivos se sumaron al punto de colapsar la edificación.

Según los errores encontrados en las memorias de cálculo de la edificación, entre ellos está que utilizaron resistencias de concreto (14MPa) menores a las permitidas, implementaron la combinación de carga menos critica como la combinación de diseño, esto les dio como resultado secciones de columnas más pequeñas (250mmx400mm), por otro lado tenía irregularidades estructurales con las vigas debido a que no estaban colocadas de forma continua entre ejes de columnas, en los análisis hechos en los escombros encontraron con que la separación de los estribos y el recubrimiento del acero, no cumplía con la normativa de Turkia, otro de los puntos débiles de la estructura es que se encontraron barras lisas de refuerzo, no proporcionaban buena adherencia entre el acero y el concreto, sumado a esto se encontró que el acero de refuerzo era del tipo ST I (220MPa) en vez de usar del tipo ST III (420MPa).

Se observo desde los escombros del edificio que el primer nivel y el ultimo se construyeron en forma de losas nervadas de 32 cm de espesor en lugar de losas con 12 cm de espesor como se mostraba en los planos estructurales aprobados, esto incremento el peso de sus losas en casi 2 veces.

Edificio Giotto Avenue en Foggia Italia.

Fue un edificio de 26 pisos destinado a apartamentos, construido en concreto reforzado ubicado en la ciudad Foggia en Italia, se desplomo súbitamente el 11 de noviembre de 1999 quitándole la vida a 67 personas.

En sus estudios forenses correspondientes a las patologías estructurales se encontró que carencia en capacidad de materiales estructurales y diseños pobres en capacidad estructural, las investigaciones arrojaron que el colapso comenzó con la falla de dos columnas localizadas en el primer piso de la edificación, señalan también la arbitraria reducción de los factores de seguridad usados por el diseñador además de un incorrecto diseño de refuerzo en sus elementos. Otro de los errores grandes detectados fue que hubo ausencia de vigas de amarre en sus elementos de cimentación, insuficientes estribos en sus columnas que confinaran el concreto, des continuidad en sus elementos de vigas e irregularidades geométricas.

La calidad del concreto estructural usado fue pobre, solo dos testigos de concreto testeados dieron resistencias superiores a 15MPa, en los escombros encontraron grandes cantidades de arena y elementos extraños como madera, el concreto estaba muy poroso posiblemente a la alta relación de agua cemento que se usó en su diseño de mezcla. El edificio callo en forma de efecto panqueque, no tuvo rotación en sus fachadas.

Edificio L' Ambiance Plaza Bridgeport Connecticut Estados Unidos

Edificación de 2 torres para apartamentos y parqueaderos con 16 niveles, ubicado en Bridgeport Connecticut, colapso durante su construcción el 23 de abril de 1987, quitándole la vida a 28 trabajadores, utilizaba un método de construcción de losa levadiza. El método consiste en fundir las losas de hormigón una encima de la otra a nivel del suelo, y luego levantar las losas en sus posiciones finales por medio de gatos hidráulicos montados en la parte superior de la columna. Sus losas eran de concreto postensado apoyadas sobre columnas de acero.

La causa más probable de colapso que las investigaciones arrojaron fue la pérdida de soporte en el en el techo del nivel 12, la inestabilidad de las cuñas que soportaban las losas debido a un inapropiado dimensionamiento del tamaño de las crucetas a cortantes en las losas y la pobre restricción de movimiento de las crucetas a cortante. Mal diseño y mala implementación del debido proceso constructivo hicieron que el edificio se desplomara sin finalizar su construcción.

Comparativa entre casos

Cada una de estas edificaciones compartieron problemas comunes, errores en el diseño estructural, uso de materiales de mala calidad, y errores en procesos constructivos, al final el proceso de diseño y construcción debe funcionar como un todo, y en la mayoría de casos en los que hay desplome de edificios sin la incidencia de esfuerzos externos es debido a una sumatoria de errores, que llegan a un punto en que uno o varios elementos estructurales fallan, sobrecargando elementos continuos dando así el colapso. Cada uno de estos casos fueron edificaciones en las que únicamente estuvieron sometidas a cargas gravitacionales.

Los apartamentos residenciales Zumrut en turkia fueron construidos en 1994 y colapso en el 2004, terminada la construcción sobrevivió de pie solo 5 años, fue diseñado únicamente para cargas gravitacionales y cargas de viento, su mecanismo de colapso comenzó con la falla de una columna en el primer nivel, (Ali Etemadi et al, 2019) murieron 92 personas.

El edificio Giotto Avenue en Foggia Italia concluyo su construcción en 1969 fue un complejo de apartamentos, colapso 30 años después en 1999, no presento evidencias o signos de colapso, tuvo un desplome súbito, murieron 67 personas en el momento.

Edificio L' Ambiance Plaza Bridgeport en Estados Unidos fue un proyecto residencial, colapso durante su construcción por un error de diseño en el mecanismo de soporte de las losas en una de sus columnas, murieron 28 trabajadores, el desplome fue súbito.

Cada una de estas edificaciones tuvieron pérdida de vidas humanas, el desplome fue súbito y todas eran construcciones destinadas a viviendas, se evidencia que en la mayoría de los casos en los que ocurren colapso por cargas gravitacionales únicamente, el mecanismo de caída de las edificaciones es de forma vertical, llamado el efecto “panqueque” en el que quedan apiladas las losas de las edificaciones una sobre otra, los desplomes súbitos sin la advertencia de grietas o elementos extremadamente flexionados son los desplomes más catastróficos, pues estos no dan señales de advertencia y cuando ocurre la falla del elemento crítico, rápidamente ocurre el colapso.

Todas estas edificaciones colapsaron sin la incidencia de esfuerzos ajenos al peso propio de sus elementos estructurales y a las cargas de servicio común del edificio, sus elementos estructurales estuvieron sobreestimados desde el proceso de diseño al igual que sus factores de seguridad.

Edificio Space Medellín Colombia

El edificio Space fue un edificio de apartamentos localizado en la ciudad de Medellín Colombia, en el sector el poblado, fue una edificación construida por etapas de forma escalonada, donde la etapa 1 solo contaba con 11 pisos y subían sus niveles hasta su etapa 6 que fue la más alta con 23 niveles y 4 sótanos, se concibió para ser un único edificio construido por fases, en la figura 1 se puede observar el modelo computacional de la arquitectura del edificio, sus etapas se unen en forma de circunferencia, y su última se alinea de forma tangencial a la curva que forma la edificación.

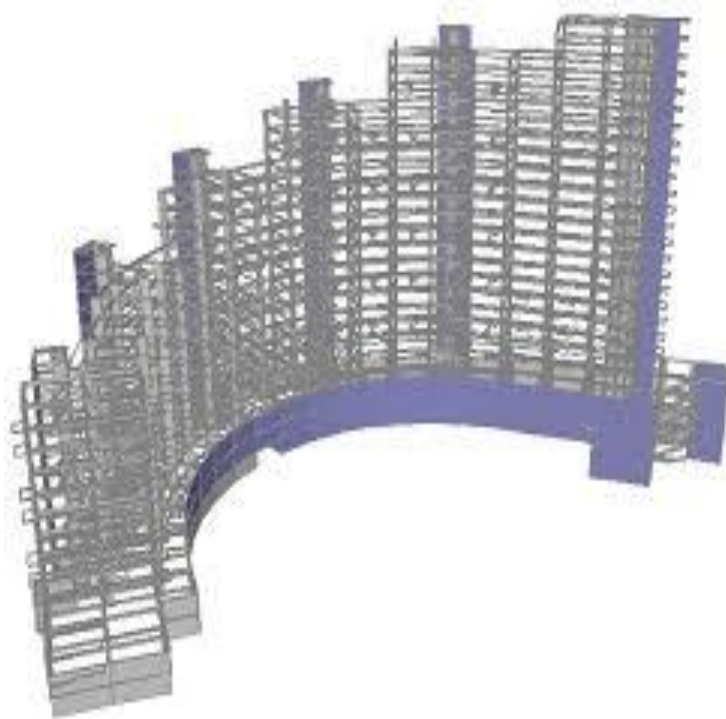


Figura 1 Modelo computacional edificio Space.

Tomado de Luis E. Yamin, et al. (2018), Sudden collapse of the 27-story Space building in Medellin, Colombia.

El colapso.

La torre 6 del edificio Space colapsó el 12 de octubre del 2013 a las 8:20pm causando la muerte de 12 personas que realizaban labores de reparación en una de sus columnas después de que fallara, el edificio ya había sido evacuado por esta misma (Yamin et al, 2018).

La figura 2 muestra una vista en planta del edificio con sus ejes y nomenclaturas.

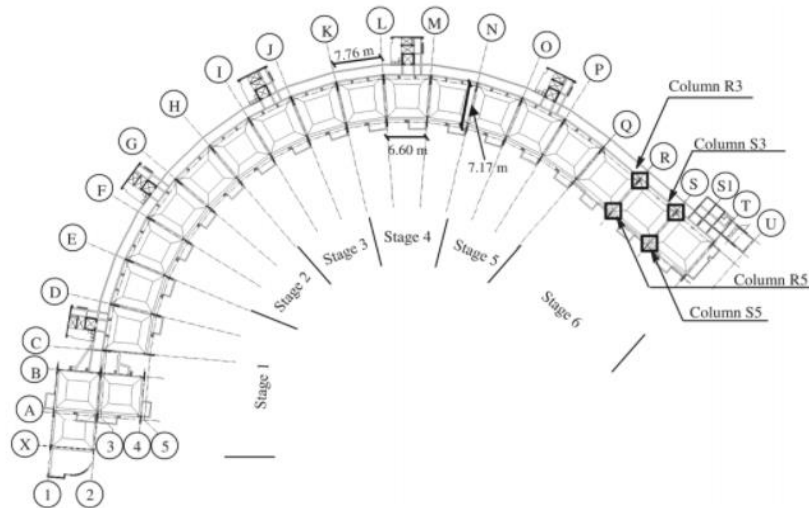


Figura 2 Vista en planta, edificio Space.

Tomado de Luis E. Yamin, et al. (2018), Sudden collapse of the 27-story Space building in Medellin, Colombia.

Según (Yamin et al, 2018) y (Universidad de los Andes, 2014) en el concepto técnico con relación a las causas más probables del colapso del edificio Space, este desde su construcción reportó problemas, el resumen de eventos importantes puede encontrarse en dichos documentos, de los eventos que más llamaron la atención fueron grandes asentamientos en el eje R3 del edificio, diferentes losas tuvieron grandes deflexiones y fueron llenadas con morteros de nivelación aligerado con poron, el desprendimiento del recubrimiento de concreto en la columna R3 en la arista superior localizada en el piso 5, la falla de la columna S3 en el nivel 4 y posteriormente el desplome de toda la torre 6.

Características técnicas del diseño estructural del edificio.

El edificio Space fue una edificación construida en concreto reforzado, en su torre más alta contó con 27 niveles y una altura total de alrededor de 65m, edificación irregular en planta debido a la curva en que se posicionaban sus torres y en altura por las diferentes alturas en cada una de sus torres, de acuerdo a la documentación encontrada, fue diseñado con el reglamento NSR 98 como una edificación residencial, para una zona sísmica 5 con un coeficiente de aceleración horizontal $A_a=0.2$, un perfil de suelo S2, el sistema estructural empleado fue marcos resistente a momentos, tuvo un concreto de 21 MPa de resistencia en sus elementos estructurales y uno de 35 Mpa para las columnas base de la etapa 6 (Yamin et al, 2018).

Todas las columnas del sistema de resistencia de carga lateral tuvieron una sección rectangular de 200mm x 1500mm excepto por las que están localizadas en el eje X, que tuvieron 200mm x 1000mm y las que están debajo del primer piso de la torre 6 que tuvieron 200mm X 1800mm.

El sistema de piso consistió en losas reforzadas en 2 direcciones con sección variable, variando su ancho de 60mm a 300mm, estas losas reposaban sobre vigas rectangulares con una sección transversal de 200mm x 500mm en la dirección longitudinal y 400mm x 300mm en la dirección radial de la edificación,

La fundación consistió en vigas de amarre de 400mm x 400mm y pilas con punta de campana vaciadas in situ con un diámetro de 1.2m, las campanas aumentaban su diámetro en punta de 1.9m a 3 m, las pilas fueron de concreto reforzado hasta los 4m de profundidad, de ahí hasta el fondo fueron vaciadas en concreto ciclópeo.

Fallas que se presentaron

La edificación presentó grandes deflexiones en las losas, estas se reportaron por primera vez en la fecha 20 08 2012, “*Deflexiones en losas presentadas en el eje R-S y evidencia de fisuras en muros de mampostería en niveles 3 y 4. Posible sobrecarga de muros divisorios (UDLA, 2014)*”.

A la fecha 28 01 2013 continuaron nivelando las losas de los apartamentos 10-02 y 11-02 de la torre 6.

Se reportaron trabajos de mortero de nivelación e instalación de porcelanato en los apartamentos 503, 19-01, 21-01 en la fecha 26 03 2013.

Deflexiones de hasta 200mm en la zona central, estas grandes deflexiones hicieron que la constructora decidiera incrementar el espesor de estas losas de 600mm a 100mm este cambio en el espesor solo se dio en la torre 6 a partir del sexto piso, estas losas fueron construidas de espesor variable y tenían una luz libre entre columnas de 8m de longitud, la figura 3 muestra un esquema de la vista superior.

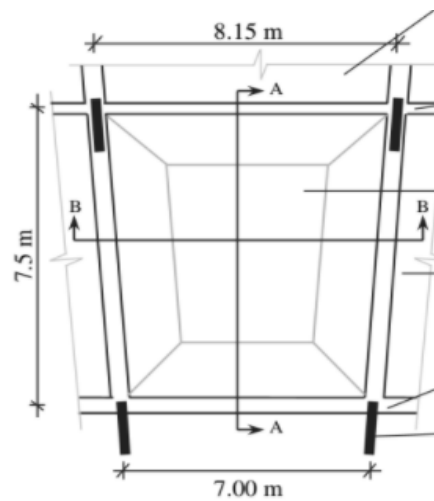
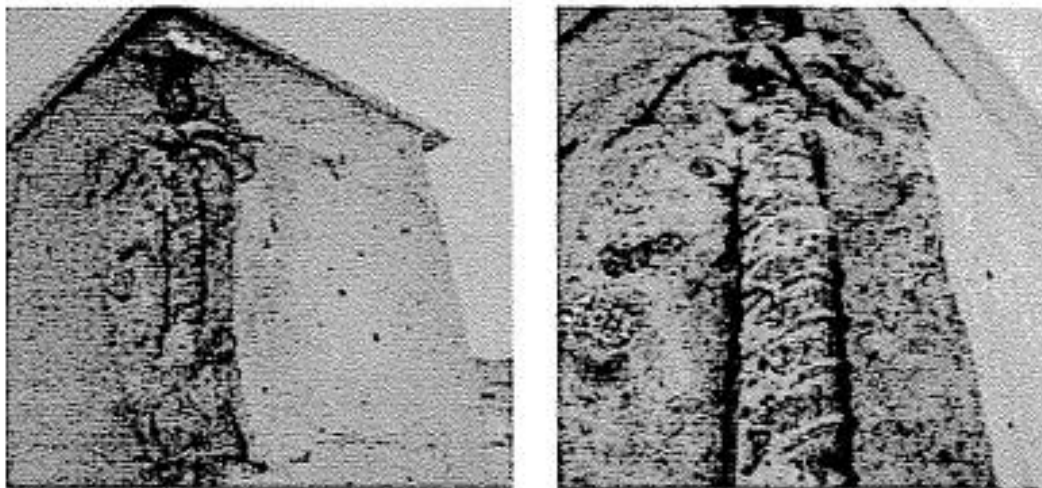


Figura 3 Vista en planta del plano de lasas.

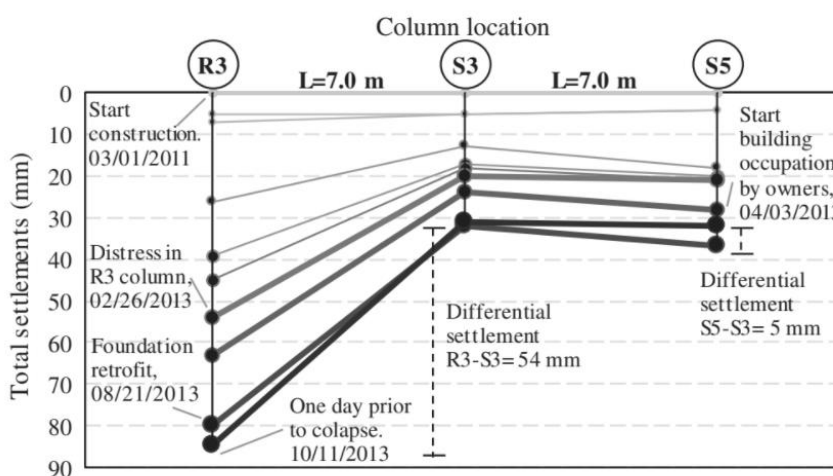
Tomada de Luis E. Yamin, et al. (2018), Sudden collapse of the 27-story Space building in Medellin, Colombia

En el eje R3 al nivel 5, hubo un desprendimiento del recubrimiento de concreto dejando ver el refuerzo en una de las esquinas superiores de la columna, hecho ocurrido en la fecha 25 02 2013.



*Figura 4 Desprendimiento de concreto en columna R3 nivel 5.
Tomado de Universidad de los Andes (2014), Concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso del edificio Space*

Asentamientos diferenciales excesivos reportados en la fecha 20 02 2013, la imagen 5 muestra 3 columnas de la torre 6 localizadas en el eje longitudinal 3, se pueden apreciar los asentamientos correspondientes causados en cada una de estas columnas, hubo asentamientos diferenciales de la columna R3 respecto a la columna S3 de más de 50mm.



*Figura 5 Asentamientos diferenciales en columnas torre 6.
Tomado de Universidad de los Andes (2014), Concepto técnico en relación a las causas más probables del colapso del edificio Space.*

La columna S3 después de suceder las anteriores deficiencias fallo en el nivel 4 a la fecha 11 10 2013, las figuras 6 y 7 muestra imágenes de la falla que tuvo la columna, vista desde el pacillo y vista desde el interior del apartamento que la contenía, la forma de la falla muestra un sobre esfuerzo a compresión, se puede observar una diagonal similar a la falla de cortante.



*Figura 6 Falla en columna S3 al nivel 4, vista desde el pasillo.
Tomada de: <https://www.facebook.com/ElColombiano/posts/529830203773690/>*



*Figura 7 Falla de la columna S3 en el nivel 4 vista desde el interior del apartamento.
Tomada de: <https://www.facebook.com/ElColombiano/posts/529830203773690/>*

Colapso de la torre 6 del edificio Space en la fecha 12 10 2013 se puede apreciar en la figura 8, tuvo un desplome netamente vertical, esto se puede observar por la forma de panqueque en que quedaron sus losas, unas apiladas sobre otras.



Figura 8 Escombros después del desplome de la torre 6.
Tomada de: <https://www.facebook.com/ElColombiano/posts/529830203773690/>

Análisis de sobreesfuerzos, causas de las fallas.

Deflexiones excesivas en losas

Las losas delgadas con refuerzo en dos direcciones proveen de mejor capacidad de carga para resistir momentos que los sistemas de losas en una dirección, pero tienen un problema, son muy sensibles a flexionarse, el código ACI 318-14 limita mucho estas deflexiones buscando que la losa mantenga sus estados límites de servicio y así evitar fisuras en los muros divisorios de mampostería y desniveles en el enchape de los pisos.

Para evitar estas deflexiones los reglamentos ACI 318 y NSR-98 recomiendan espesores mínimos de losa que busca que las deflexiones queden dentro de ciertos límites, si bien estos espesores no tienen en cuenta las cargas y el módulo de elasticidad del concreto que influye en las deflexiones, bajo ciertas cargas de diseño y utilizando concretos de peso normal se logra obtener elementos que no presenten altas deflexiones y trabajen dentro del límite de servicio.

Dentro de las deformaciones en elementos de concreto reforzado sometidos a esfuerzos, se encuentran las deformaciones elásticas debidas a cargas que no superan un 40% de la resistencia última (f_c) del concreto, y las deformaciones plásticas correspondientes a ese rango no lineal de la curva esfuerzo deformación del concreto. Para el cálculo de deflexiones en miembros de concreto reforzado sometidos a cargas variables como son las cargas vivas y cargas constantes como las cargas muertas, se calculan las deflexiones instantáneas y las deflexiones a largo plazo debidas a la retracción y el flujo plástico por cargas sostenidas en el tiempo.

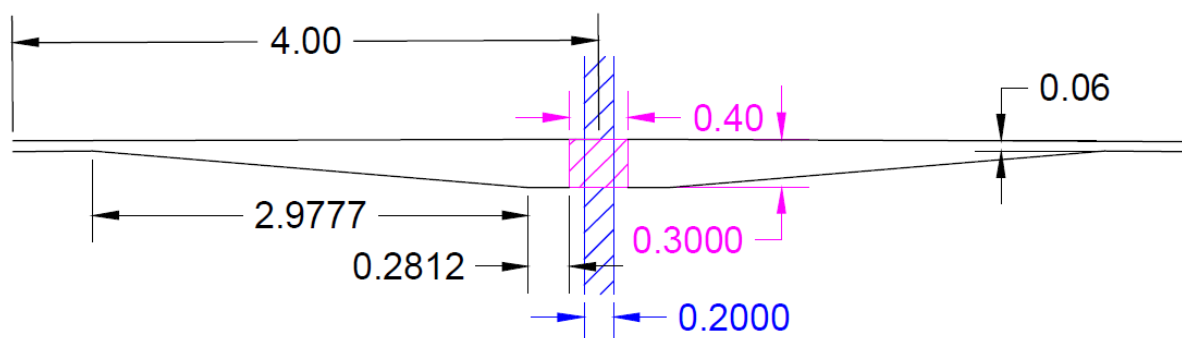
“La retracción y el flujo plástico debido a las cargas sostenidas en el tiempo provocan mayores deflexiones a largo plazo a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura” (ACI, 2014)

A estas cargas sostenidas en el tiempo pertenece la carga muerta de la edificación correspondiente a el peso los elementos estructurales, a los elementos no estructurales y a un porcentaje de la carga viva que es constante, para edificios de apartamentos o para edificios de oficinas el 20% o el 25% de la carga viva se considera como permanente.

Uno de los factores que provoca deflexiones excesivas se debe a cargar los elementos estructurales a muy temprana edad, es necesario darle el respectivo tiempo de curado al concreto para que alcance su resistencia de diseño.

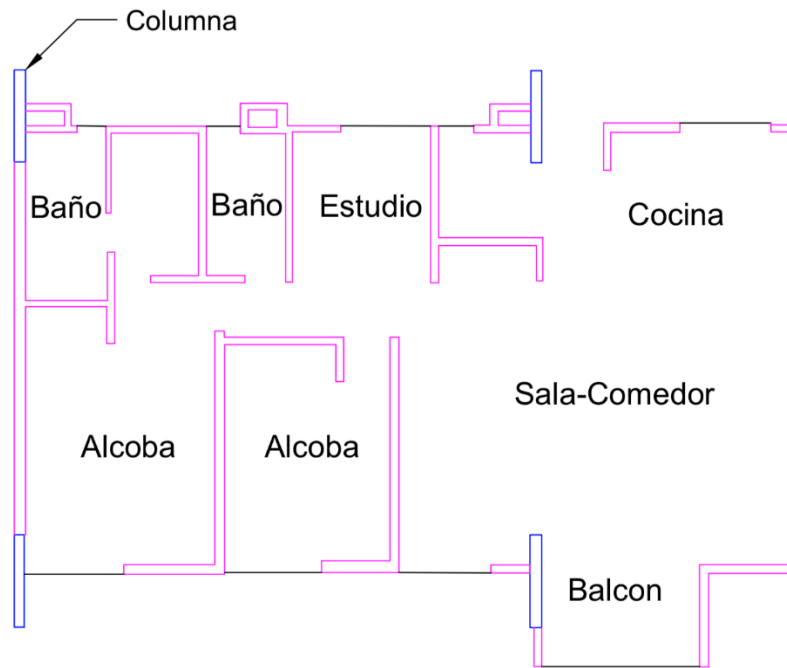
El reglamento NSR 98 en su tabla C9-2 al igual que el código ACI 318 en su tabla 24.2.2 recomiendan la deflexión máxima admisible calculada para diferentes miembros de concreto reforzado y las condiciones en que se encuentran, la deflexión instantánea se multiplica por un factor (λ_{Δ}) para obtener la deflexión en el tiempo y el resultado se le suma a esta deflexión instantánea, esta suma no debe sobrepasar la deflexión máxima recomendada en las tablas anteriormente mencionadas.

Para este caso en especial del edificio Space, se contó con una losa de sección variable reforzada en dos direcciones con vigas en los extremos de sus tableros, las figuras 9 y 12 muestra un esquema de sus dimensiones, su espesor es de sección variable teniendo en su centro espesores de 60mm en su diseño inicial, a partir del sexto nivel de la torre 6 se cambió a espesores de 100mm en el centro de sus losas, en sus perímetros su espesor fue de 300mm.



*Figura 9 Sección de losa, dimensiones en metros.
Elaboración propia.*

Las losas de la torre 6 presentaban una distribución arquitectónica mostrada en la figura 10 y estaban diseñadas para una carga viva de vivienda de 1,8 kN/m², la relación de su claro largo sobre su claro corto de la losa era de $\beta=1.12$, contaba con vigas vaciadas monóticamente entre todos sus apoyos, era una losa que soportaba muros de mampostería como elementos no estructurales susceptibles de daño debido a grandes deflexiones.



*Figura 10 Distribución arquitectónica de apartamentos.
Elaboración propia.*

Según el tipo de losa y edificación, siguiendo el reglamento NSR 98 en su tabla C9-2, la máxima deflexión permisible de una losa de 8m en su claro largo que soporta elementos no estructurales susceptibles a daños es de 17mm, las deflexiones registradas en diversos niveles de la torre 6 fueron de alrededor de 200mm.

El reglamento NSR 98 y el código ACI 318 no contienen indicaciones o detalles específicos para losas en dos direcciones de secciones variables, y da cierta libertad en cuanto al espesor de losa siempre y cuando al calcular deflexiones estas se mantengan bajo los límites recomendados.

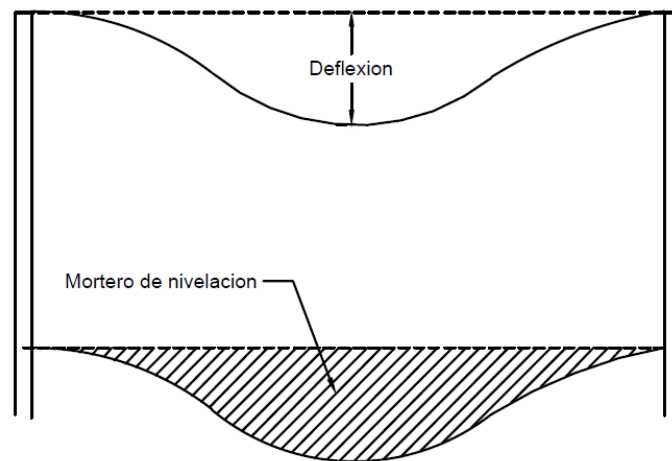
Las losas reforzadas en dos direcciones distribuyen de una manera más eficiente las cargas, generando menores momentos en las dos direcciones que una losa reforzada en una sola dirección, las vigas entre todos sus soportes dependiendo de la inercia absorben una gran cantidad de momento y el resto pasa a ser distribuido por las franjas interiores de la losa, la rigidez de estas losas depende del momento de inercia de las vigas que la sustentan y las rigideces de los elementos unidos contiguos.

Las estructuras vaciadas monolíticamente funcionan de forma que un esfuerzo en uno de sus elementos afecta los elementos contiguos a este, dando como resultado una distribución de esfuerzos y deformaciones por toda la estructura, así un momento en una viga simplemente apoyada resulta mayor que en una estructura continua, así es posible reducir las alturas de los miembros dando la posibilidad a secciones más esbeltas.

El tipo de losa concebido en el edificio Space, por su diseño, esperaba momentos negativos altos en las zonas cerca a los apoyos de viga y un momento menor en el centro de los claros, su diseño de sección variable es una alternativa que puede ser muy eficiente y de bajo costo ya

que optimiza la inercia de sus secciones de acuerdo al momento que va resistiendo, logrando ahorros en uso de materiales, sin embargo para las cargas y las grandes luces concebidas en el edificio Space, se sobre estimó el diseño de losa en cuanto su rigidez, si bien la losa no excedió el límite de uso, su límite de servicio se sobrepasó debido a sus grandes deflexiones, que en un principio puede que no representen un peligro de colapso, pero resultan con pérdida de servicio debido a las grietas y los desniveles que pueda presentar.

Para estas deflexiones la constructora CDO adoptó como solución el relleno de mortero con poliestireno expandido para nivelar estas mismas, aumentando las cargas y generando momentos flectores cada vez mayores.



*Figura 11 Relleno de mortero de nivelación en losas.
Elaboración Propia*

El reglamento NSR-98 usa diversos métodos para estimar el espesor mínimo de losas de dos direcciones con vigas en todos sus apoyos, entre estos el método de diseño directo, este consiste en un análisis por distribución de momentos de un solo ciclo de la estructura con base en las rigideces por flexión estimadas de la losa, vigas y columnas, las rigideces por torsión de las losas o vigas transversales a la dirección en que los momentos por flexión están siendo determinados (McCormac, p487)

Utilizando el método directo de diseño para una losa en dos direcciones apoyada por vigas en todos sus apoyos, y con la configuración que tienen las vigas que la soportan da como resultado un espesor mínimo de 196.5mm para una losa maciza uniforme.

La tabla 1 presenta las deflexiones calculadas para los diferentes espesores de losas que se encontraron en la torre 6, esta tabla fue sacada de la socialización que hizo la Universidad de los Andes frente al concepto técnico de las causas de desplome del edificio Space (Uniandes, 2014), en esta se observan las deflexiones de la carga muerta instantánea y la deflexión adicional de la carga muerta con el tiempo, para una losa en estado fisurado y no fisurado, también contiene las deflexiones admisibles dadas por el reglamento NSR-98 y un índice de sobre deflexiones que es el valor calculado de la deflexión sobre el límite permisible, este índice de sobre deflexiones en condiciones de cumplimiento debe permanecer por debajo de 1, se

puede observar que para algunos casos de espesores de losa, este supera en 3 veces el límite permisible.

	Losa h= 60mm		Losa h = 100mm		Losa h=120mm	
	No fisurado	Fisurado	No fisurado	Fisurado	No fisurado	Fisurado
Deflexión carga muerta instantánea (mm)	18	30.2	11.9	18.1	5.6	10.5
Deflexión adicional carga muerta largo plazo (mm)	35.9	60.4	23.8	36.2	11.2	21.1
Deflexión admisible a largo plazo (tabla C.9-2 NSR 98) (mm)	16.4	16.4	16.4	16.4	14.9	14.9
Índice de sobre deflexiones para deflexiones a largo plazo	2.19	3.68	1.45	2.21	0.75	1.42

Tabla 1 Deflexiones en losas tomada de la socialización presentada por la Universidad de los Andes, frente al concepto técnico de las causas más probables de desplome del edificio Space.

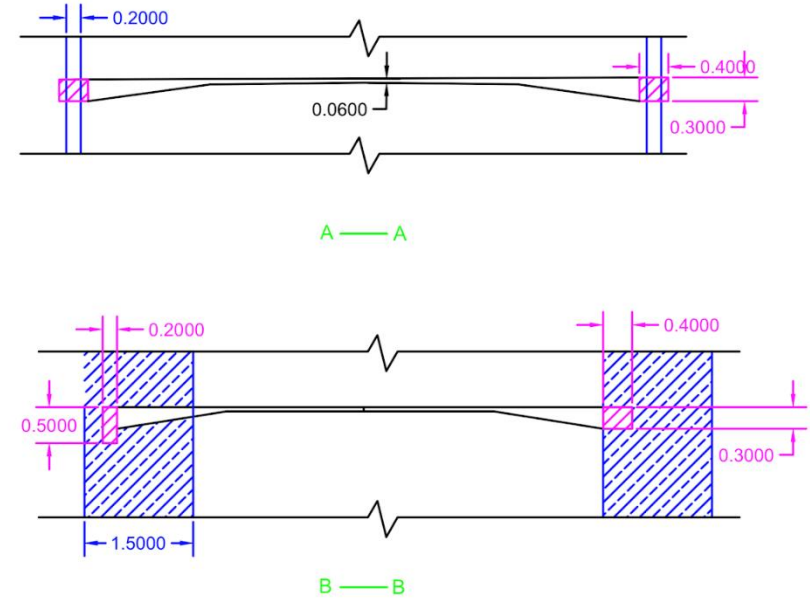
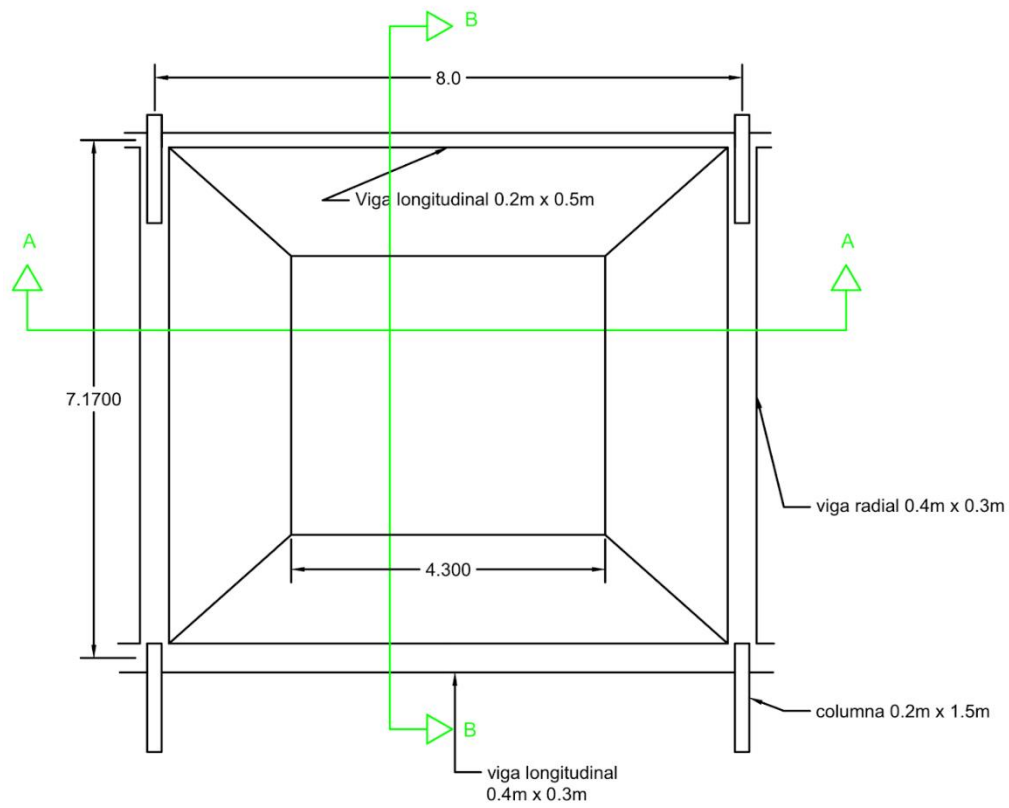
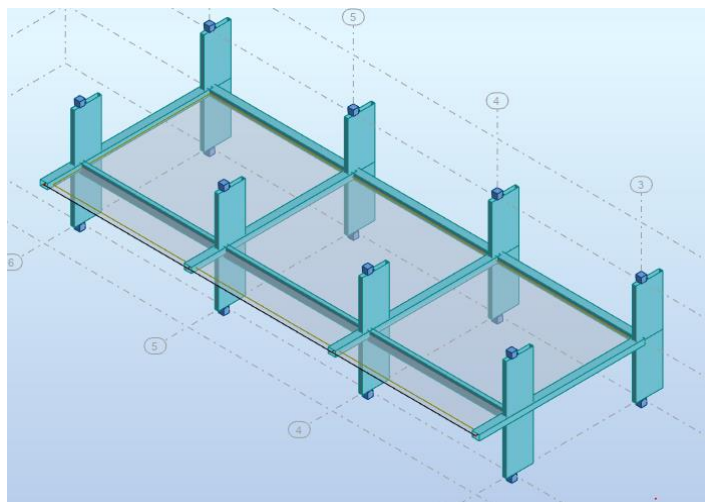


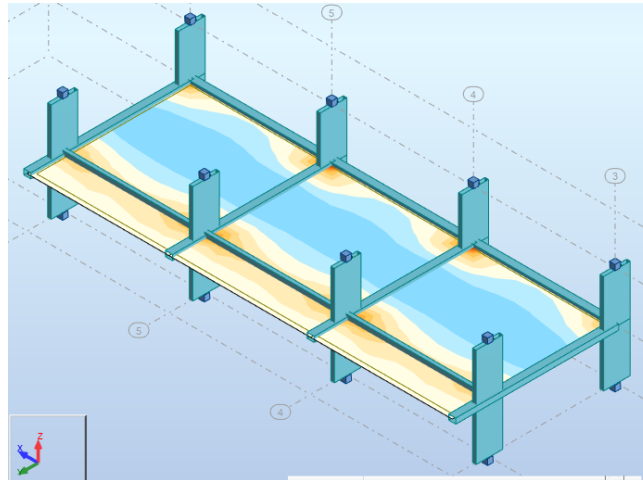
Figura 12 Plano de losa dimensiones en m.
Elaboración propia

Se modeló la estructura de un nivel de la torre 6 a partir del piso 1 con las dimensiones especificadas. Para el modelado se utilizaron las cargas sin mayorar buscando obtener resultados lo mas realistas posibles al comportamiento de la estructura, los elementos se modelaron con las dimensiones y la geometria encontrada en la en los documentos del concepto tecnico de las causas de desplome del edificio Space, el diseño del edificio Space las vigas no estaban alineadas con el eje neutro de las columnas, estas excentricidades se tuvieron en cuenta, se modelo la estructura como una losa plana de 200mm de espesor buscando obtener las deflexiones y momentos para fines de analisis comparativos con la losa de seccion variable que tuvo el edificio, para la carga viva se utilizo 1.8kN/m^2 , para la carga muerta de los elementos no estructurales se uso 4.1kN/m^2 correspondiente al peso de los muros divisorios, acabados y pisos, la carga muerta de los elementos estructurales se dejo al programa de modelamiento ser calculada, el programa Autodesk Robot utiliza el metodo de analisis de elementos finitos, entre sus particularidades de este metodo de analisis esta que permite al sistema estructural comportarse de manera lineal y no lineal, asi se tienen en cuenta las deformaciones plasticas.

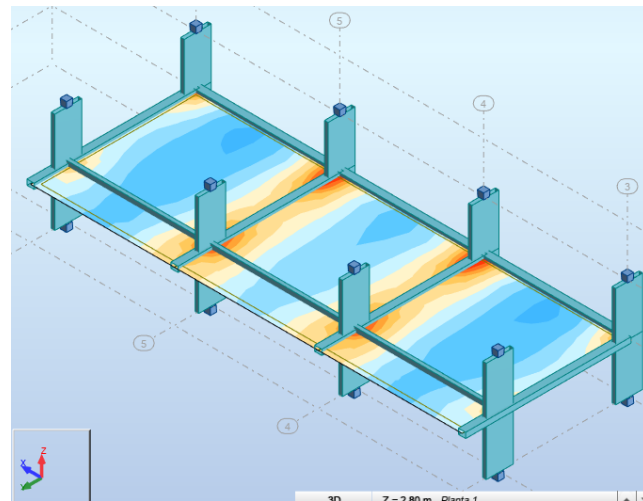


*Figura 13 Diseño estructural de un piso de la torre 6 a partir del nivel 1.
Elaboración propia.*

Las figuras 14 y 15 presentan un mapa de colores de la losa en donde se pueden apreciar las zonas de momentos, los momentos positivos son en color azul, los momentos negativos en color naranja, entre más intenso el color más cantidad de momento experimenta la zona, cabe comentar que es una aproximación a cómo pudieron representarse las solicitaciones de las losas en la torre 6 del edificio Space.

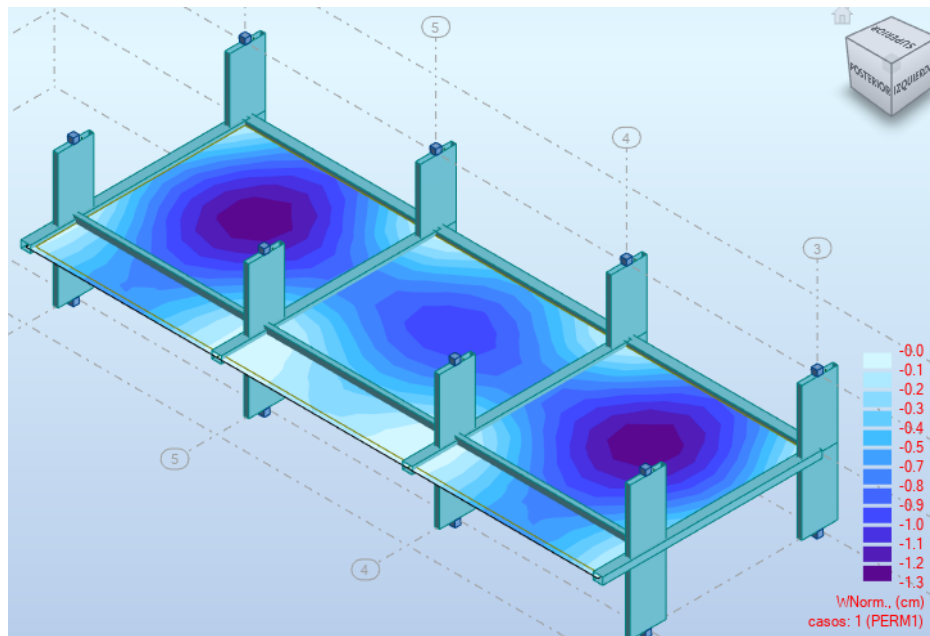


*Figura 14 Mapa de colores de momento en la dirección Y.
Elaboración propia.*



*Figura 15 Mapa de colores de momentos en la dirección X.
Elaboración propia.*

La figura 16 muestra las deformaciones de la losa en cm, el programa arrojó una deformación máxima en el centro de las losas de 1.3cm, cumpliendo con el límite establecido por la norma de 17mm.



*Figura 16 Deformaciones para una losa de 200mm de espesor reforzada en dos direcciones, deflexiones en cm.
Elaboración propia.*

Falla de la columna S3 en el nivel 4

Los elementos principales que conducen las cargas de las edificaciones al suelo son las columnas, estos son elementos estructurales verticales donde su principal función es trabajar a flexo-compresión, el refuerzo que se les dispone es precisamente para esto, además de que se usa para reducir los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto al tener cargas permanentes.

Los factores ϕ de reducción de resistencia son menores en columnas, debido a las diversas implicaciones que contiene la construcción de estos elementos, “la falla en estos elementos está directamente ligada a la resistencia última del concreto que varía mucho” (McCormac, p266).

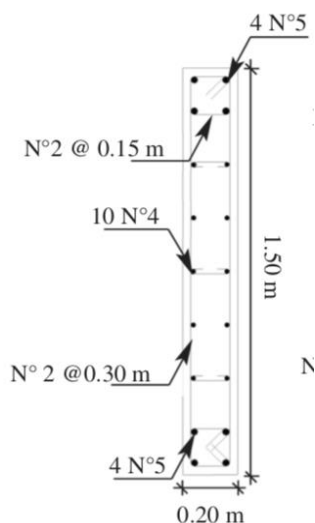
Cuando una columna se carga hasta que falle parte del recubrimiento del refuerzo se desprenderá y a menos que los estribos estén poco separados entre sí las varillas longitudinales se pandearan, tales fallas a menudo pueden ser muy repentinas, el desmenuamiento avisa a una falla inminente de la columna. En la práctica actual, después de que una columna pierde su recubrimiento se considera que la columna ha perdido toda su capacidad útil de servicio, debido a que posterior a esto la columna no podrá soportar mayor cantidad de carga y las cargas que soportaban pasan a ser resistidas por sus columnas vecinas debido a la deformación que indujo la falla, el acero de refuerzo en estribos permite que la falla de la columna sea dúctil y así evitar colapsos repentinos.

La ecuación 1 se usa para calcular la resistencia ultima en la falla de las columnas cargadas axialmente donde A_g es el área de la sección transversal total de la columna y A_{st} el área de la sección transversal resultante de la suma de todo el refuerzo longitudinal de la sección.

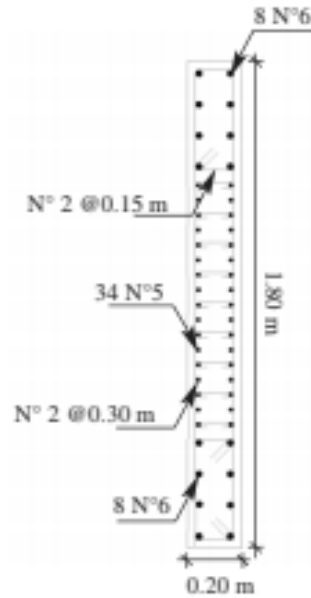
$$P_n = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \rightarrow \text{Ecuacion 1}$$

Debido a que no existen columnas que trabajen únicamente a carga axial, si no que estas experimentan al mismo tiempo esfuerzos a flexión, su diseño debe estar ligado a una carga axial P_n y a un momento M_n , una columna a la que se le imprime una carga a una distancia (e) de su eje neutro le genera un momento adicional a los esfuerzos axiales, este momento tiende a comprimir uno de los lados de la columna en la dirección en que se aplica el momento, dependiendo de la magnitud de esta carga axial y este momento se encuentra la resistencia ultima de la columna, esta interacción de magnitudes entre P_n y M_n se representan mediante un diagrama de interacción el cual muestra la envolvente de falla que pueden ocurrir en la columna por flexo compresión.

Las columnas en la base de la torre 6 del edificio Space tenían las dimensiones mostradas en la figura 16, con un concreto de resistencia 31Mpa, a partir del nivel 1 las dimensiones son las mostradas en la figura 17 con una resistencia de 21 Mpa para el concreto, su acero de refuerzo era de grado 60 y la disposición de su refuerzo es tal como se indica en las figuras 17 y 18.

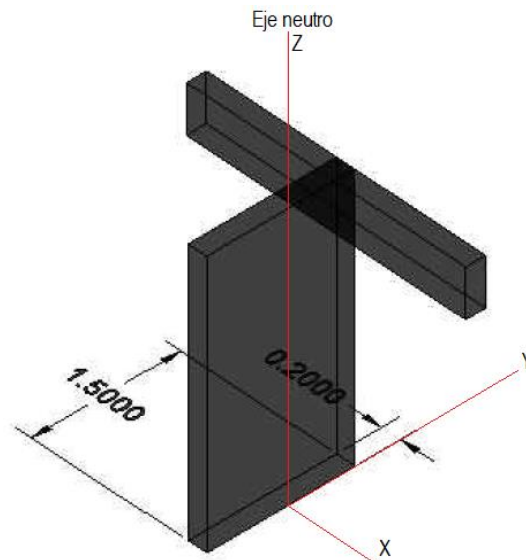


*Figura 17 Plano de columnas torre 6 a partir del nivel 1.
Tomado de: Concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso del edificio Space. (fase III).*



*Figura 18 Plano de columnas en sótanos de la torre 6.
Tomado de: Tomado de: Concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso del edificio Space. (fase III)..*

Sobre las columnas de la torre 6 reposaban vigas vaciadas monolíticamente con una excentricidad como se muestra en la figura 19, estas vigas se encargaban de recibir las cargas de las losas y transmitir las a las columnas generándole momentos adicionales.



*Figura 19 Excentricidad de vigas sobre columnas.
Elaboración propia.*

En los planos estructurales del edificio Space el diseño de sus columnas en cuanto a dimensiones y refuerzo era el mismo para las torres desde la torre 2 hasta la 6 en cada uno de sus niveles, en la práctica segura y económica que comúnmente se usa para el diseño de columnas se selecciona un tamaño de columna y se ubica en el piso superior usando el menor porcentaje de acero posible según las cargas que soporta, se mantienen las mismas dimensiones de la columna para los pisos inferiores, y se aumenta el acero de acuerdo a las cargas que va soportando cada columna con los pisos que va sosteniendo.

Para el análisis de las columnas en la torre 6 se empleó la ecuación 1 para cargas axiales y se chequeo su diseño de acuerdo con el reglamento NSR-98, los datos usados se ven en la tabla 2, el factor ϕ de seguridad especificado por la norma para columnas con estribos es de 0.7.

	Columnas Sótano		Columnas Del nivel 1 y superiores	
$f'c$	31Mpa		21Mpa	
f_y	420Mpa		420Mpa	
A_g	$0.36m^2$		$0.3m^2$	
A_{st}	$0.009038m^2$		$0.00288m^2$	
P_n	13043.81kN	1330.468Ton	6514.032kN	664.431Ton
ϕP_n	9130.66kN	931.32Ton	4559.82kN	465.101Ton

Tabla 2. Capacidades de carga de las columnas de la torre 6 del edificio Space. Elaboración propia

Los diagramas de interacción en la dirección fuerte de las columnas del nivel 1 hacia arriba y las columnas del sótano, se observan en las figuras 20 y 21 respectivamente.

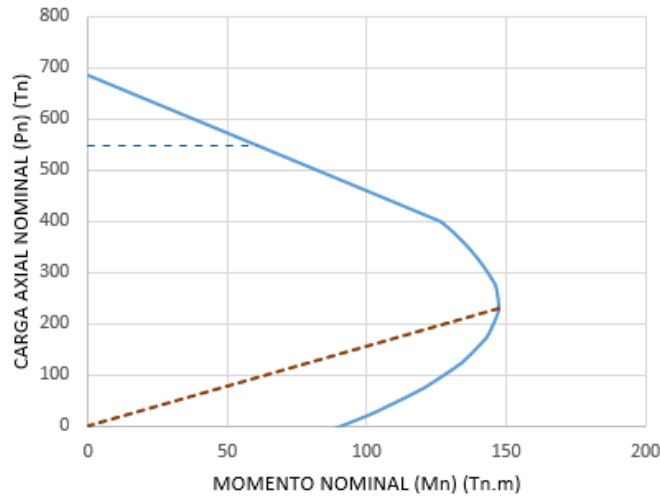


Figura 20 Diagrama de interacción columnas superiores al nivel 1.
Elaboración propia.

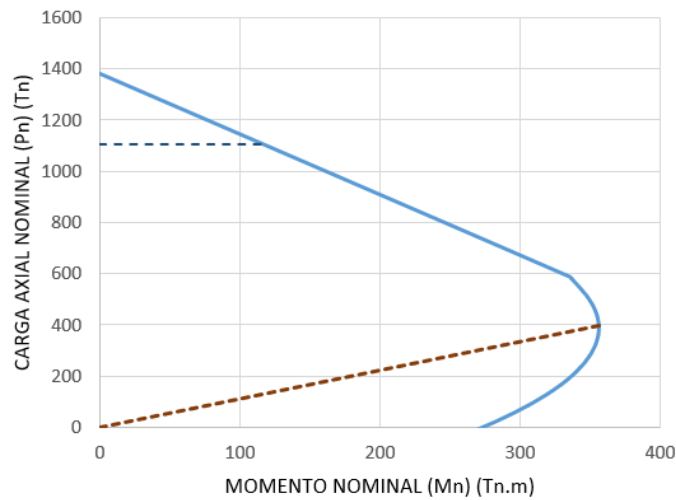


Figura 21 Diagrama de interacción columnas del sótano.
Elaboración propia.

Para el análisis de los sobreesfuerzos presentados en las columnas de la torre 6 del edificio Space se procedió de la siguiente manera:

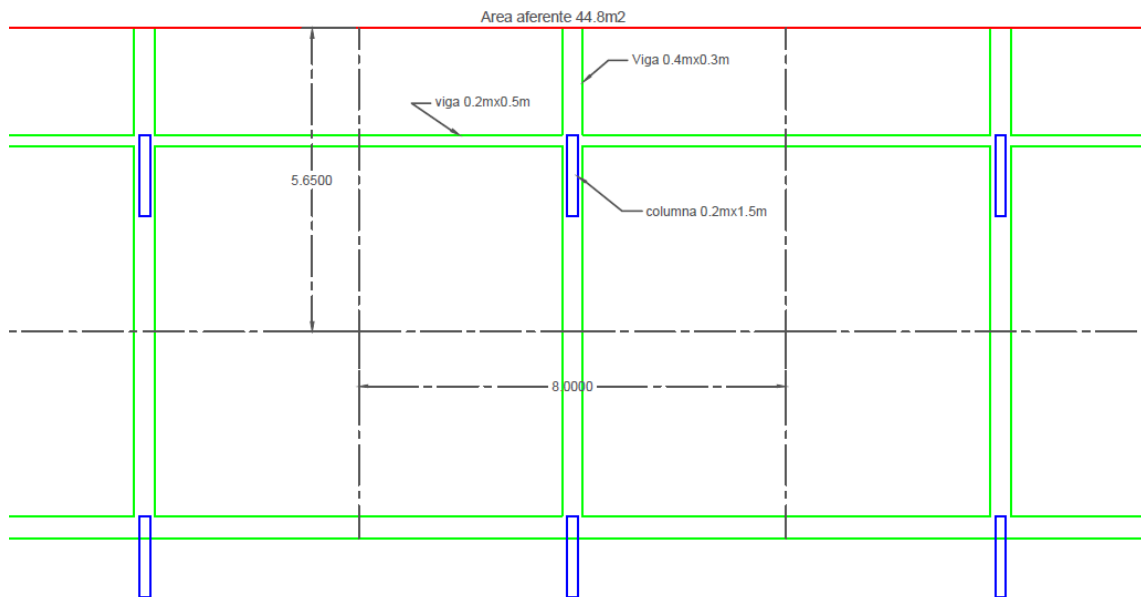
Se hizo un análisis computacional aproximado para hallar las cargas muertas correspondientes y las cargas vivas que se ejercían en un área aferente a la columna S3 en el nivel 4, para ello se siguieron los siguientes pasos:

- 1- Para las cargas vivas el reglamento NSR-98 permite una reducción de carga del 30%, considerando que no es lo más factible pensar que la carga viva va a estar en su 100%

en todo el edificio, entonces, se usó una carga viva de 1.8kN/m² multiplicado por 0.7 para reducir ese 30% da un total de 1.26kN/m².

- 2- Para una carga muerta correspondiente a los pesos de los terminados de los pisos, muros divisorios y demás acabados se usó 4.1kN/m² más el peso propio de los elementos estructurales calculados por el software de modelado.
- 3- Se calcularon también los pesos de forma manual para ser comparados con los datos arrojados por el software.
- 4- Se estudiaron dos escenarios de carga para fines de análisis, uno donde se afecten los pesos por sus respectivos factores de aumento de carga que la norma estipula y otro sin estos, los factores utilizados por el reglamento NSR-98 son 1.4 para la carga muerta y 1.7 para la carga viva.

Para el análisis manual de cargas se utilizó un área aferente tal como se ilustra en la figura 22, en donde se calculan los pesos de los elementos estructurales, se utiliza como densidad del concreto reforzado 2.4Ton/m³.



*Figura 22 área aferente de cargas a la columna.
Elaboración propia.*

Entonces:

Peso elementos estructurales en área aferente de 44.8m²:

- Viga 200mmx500mm tiene un volumen de 0.76m³.
- Viga 400mmx300mm tiene un volumen de 0.64m³.
- Losa de sección variable en el área aferente tiene un volumen de 0.76m³.
- Columna de 200mmx1500mm tiene un volumen de 0.66m³.
- Volumen total de los elementos estructurales del área aferente (44.8m²) es igual 10.268m³.
- Peso de elementos estructurales igual 241.64kN (24.64Ton) por piso para un área aferente de la columna en estudio.
- Peso de elementos no estructurales para el área aferente de la columna de estudio 4.1kN/m² x 44.8m² = 183.68kN = 18.73Ton por piso.
- Peso de la carga viva para el área aferente de la columna de estudio 1.26kN/m² x 44.8m² = 56.448kN = 5.757Ton por piso.

Para la columna de estudio la cual es la R3 en el nivel 4 que fue donde ocurrió la falla, con sus respectivas áreas aferentes de carga para 19 niveles encima, sin utilizar factores de aumento de carga, da un peso ultimo de:

$$W_u = 9151.107kN = 933.413Ton$$

Peso arrojado por el software de modelado para la columna R3 en el nivel 4, sin utilizar factores de aumento de carga:

$$W_u = 10864kN = 1108.12Ton$$

Utilizando factores de aumento de carga se obtiene un peso ultimo de:

$$W_u = 1.4(24.64Ton + 18.73Ton) + 1.7(5.757Ton) = 70.5049Ton \rightarrow \text{Por piso}$$

$$W_u = 13131.11kN = 1339.59Ton \rightarrow 19 Pisos$$

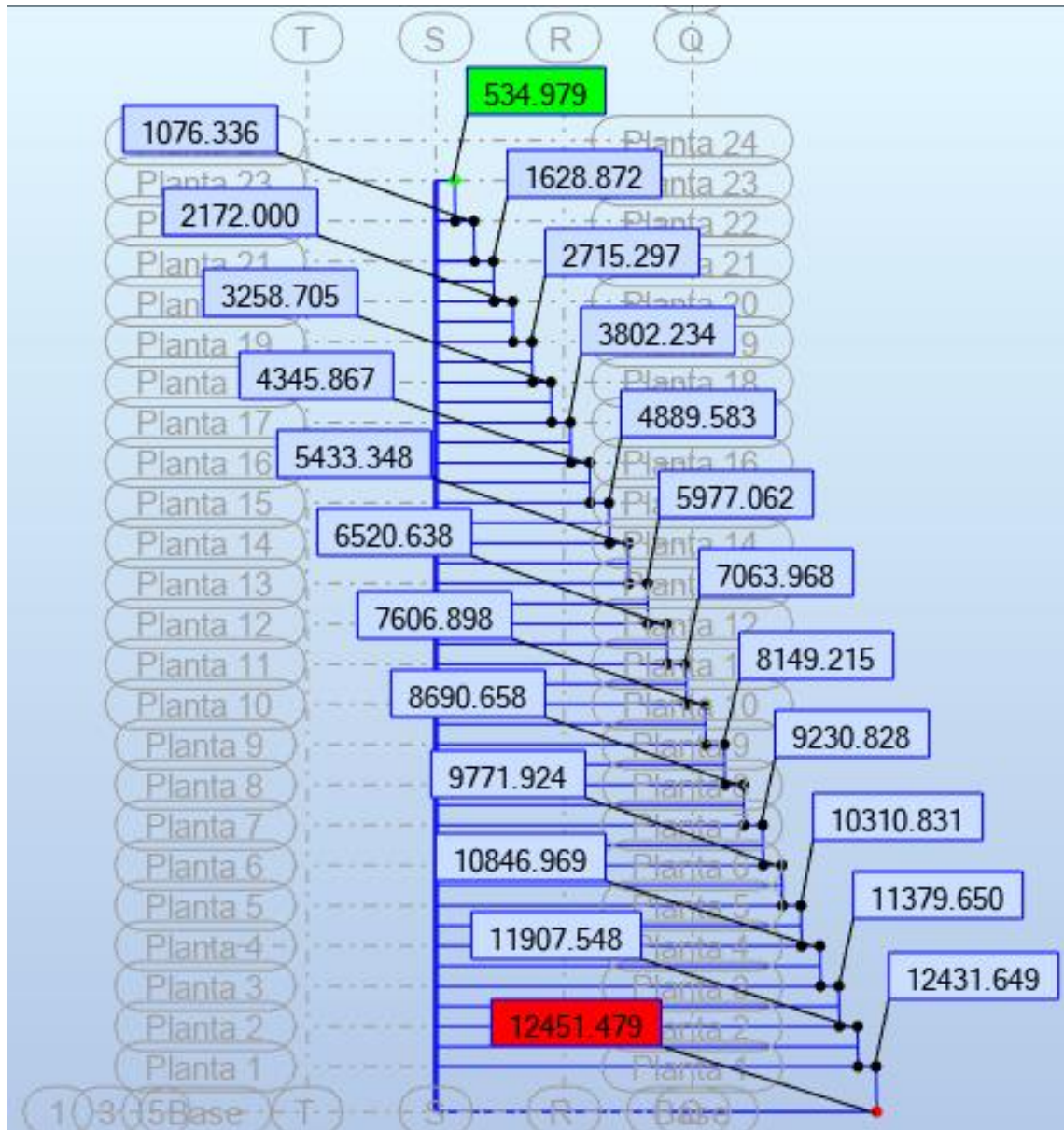


Figura 23 Carga en kN para cada nivel de la torre 6.
Elaboración propia.

Con respecto a los momento generados únicamente por cargas estáticas en la columna S3, nivel 4, la dirección fuerte de la columna experimenta un momento de -629.96kN.m (64.25Ton.m) y en la dirección débil genera un momento de 4.92kN.m (0.501Ton.m) la figura 24 da una vista de los diagramas de momentos en la columna S3 en el nivel 4.

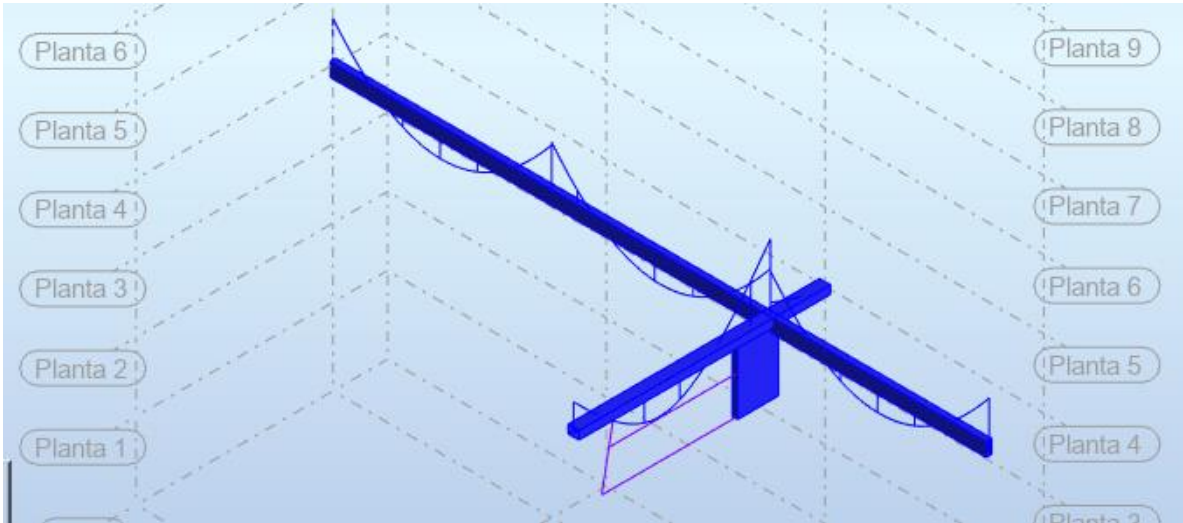


Figura 24 Diagrama de momentos para elementos estructurales adyacentes a la columna S3 torre 6.

Elaboración propia.

La capacidad última de la columna S3 a compresión es igual a 6514.54kN (664.3Ton), las cargas estáticas impuestas sin mayorar son igual alrededor del orden de 9806.6kN (1000Ton), hay un sobre esfuerzo en promedio de 3922.6kN (400Ton) impuestas en la columna. El momento generado por el voladizo en la parte trasera del edificio más la excentricidad de las columnas era del orden de 637.4kN.m (65Ton.m), de acuerdo con el diagrama de interacción mostrado en la figura 19, el máximo momento para una falla balanceada de la columna era del orden de 1421.96kN.m (145Ton.m) combinado con una carga axial máxima de 2255.53kN (230Ton). La resistencia de la columna no era coherente con la carga que debía soportar y mucho menos con factores de seguridad.

La ecuación 2 es la ecuación básica de seguridad en los códigos de construcción modernos, en ella está la resistencia nominal afectada por un valor de seguridad que se establece de acuerdo con el elemento estructural y la forma en la que recibe cargas, este debe ser siempre mayor o igual a la resistencia requerida que son las cargas muertas y vivas afectadas por sus factores de seguridad.

$$\phi * Resistencia\ nominal \geq Resistencia\ requerida \rightarrow Ecuacion\ 2$$

La siguiente tabla resume los datos de cargas y capacidad encontrados para la columna S3 en el nivel 4, se puede observar que el porcentaje de capacidad que cubría la columna según la ecuación 2 no llegaba ni al 50% de la capacidad requerida que debía tener, mientras que sin utilizar factores de reducción de resistencia y factores de aumento de carga apenas llegaba al 70%, no contaba con la resistencia para las cargas que se le impusieron.

Ø*Resistencia nominal	Resistencia requerida factorizada	Porcentaje de capacidad cubierto
465,01 Ton	1339,59 Ton	35%
Resistencia nominal	Resistencia requerida sin factorizar	Porcentaje de capacidad cubierto
664,43 Ton	933,413 Ton	71%

De acuerdo con el reglamento NSR-98 en el apartado C21.4.1 los requisitos de los geométricos para columnas construidas en estructuras de disipación de energía moderada la mínima dimensión de una columna debe ser de 250mm, el porcentaje de refuerzo no debe ser menor al 1% de la sección de la columna, la columna de estudio conto con un área de acero longitudinal igual a 2880mm², correspondientes al 0.98% del área total de la sección de la columna, queda muy cerca del mínimo requisito sin embargo no llego al mínimo porcentaje de acero.

Con respecto a los estribos en la NSR-98 la sección C.7.10.3 (a) menciona que el diámetro de barra mínimo de estribos para varillas longitudinales menores a N°10 en una zona de disipación sísmica intermedia no debe ser menor a las barras N°3 3/8'', en la sección C.7.10.3 (b) menciona que el espaciamiento entre estribos debe ser menor a 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra de estribo, o la menor dimensión de la columna.

Para este caso del edificio Space ubicado en una zona sísmica intermedia, contaba con una dimensión de 200mm en columnas, no cumplía con la mínima dimensión, sus estribos eran de barra N°2 1/4'' y su separación era de 300mm, no cumpliendo el mínimo diámetro de barra de estribos, su separación de 300mm no cumplía con los requisitos establecidos, el reglamento NSR-98 específica en el apartado C.7.10.3 que los estribos de barras N°2 únicamente son permitidos en estructuras de disipación de energía mínima y de máximo 2 pisos.

Un tipo de columna propuesta para soportar las cargas únicamente estáticas experimentadas en la columna S3 en el nivel 4 se desarrolla de la siguiente forma.

- Se contiene una carga ultima axial aumentado $P_u=1339.59\text{Ton}$.
- Un factor de reducción de resistencia $\phi=0.7$.
- Se busca un % de acero entre 1.5% y 3%, buscando una columna lo más económica posible, debido al mayor costo del acero contra el concreto (McCormac, 2014), se asume un 2% de acero.
- Se usa un factor de reducción por excentricidad, el reglamento NSR-98 no estipula un mínimo de excentricidades y establece que este factor únicamente debe ser usado solo cuando el momento es bastante pequeño o cuando no hay un momento calculado, para este caso supondremos no tener un momento calculado y se usara un factor de 0.8 para columnas con estribos.

- Se dejará intacta la dimensión de $h=1500\text{mm}$ de largo de la columna y se buscará una dimensión (b) de ancho, esto asumiendo que estos elementos estructurales en la torre 6 del edificio Space eran columnas y no muros, ya que esta dimensión en uno de los lados de la columna igual a 200mm no cumple con el reglamento NSR-98 en sus requisitos mínimos para columnas.

Entonces, usando la ecuación 1 y reemplazando para un concreto de 21Mpa , un acero de refuerzo grado 60 de resistencia 420Mpa y demás variables, queda de la forma:

$$P_u = 0,8 \phi 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$1339.59\text{Ton} = 0,8 * 0.7 * 0,85 f'_c (1.5\text{m} * b - 0.02 * (1.5 * b)) + f_y (0.02 * (1.5\text{m} * b))$$

Despejando, se encuentra un $b=476\text{mm}$, se redondea a 480mm , para un área de acero (A_{st}) igual al 2% de $1500\text{mm} \times 480\text{mm}$, se obtiene $A_{st}=14400\text{mm}^2$, se seleccionan 18 barras N°10 (1-1/4'') para un área de acero de 14742mm^2 .

Se distribuye de la forma mostrada en la figura 26 y se comprueba la flexión de acuerdo con su diagrama de interacción mostrado en la figura 25.

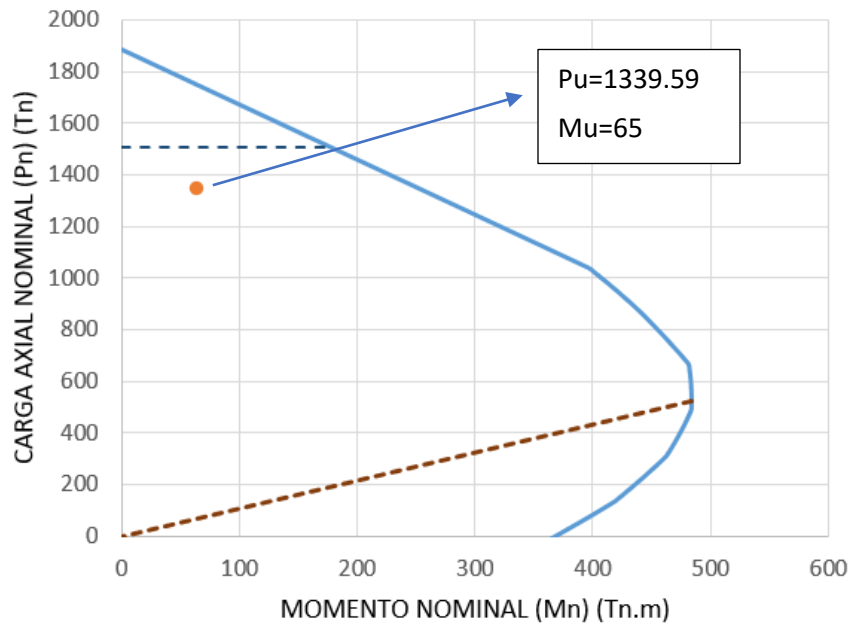
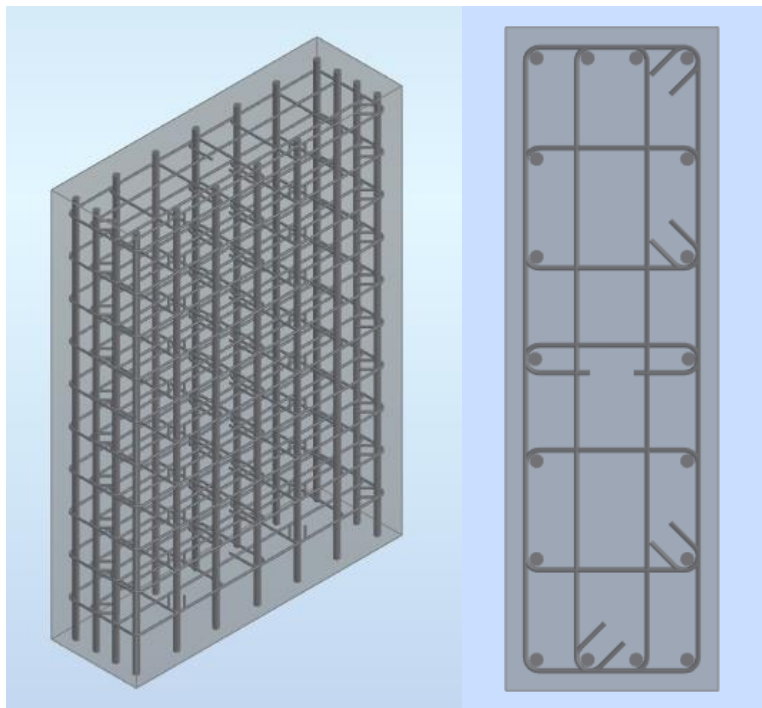


Figura 25 diagrama de interacción columna propuesta.
Elaboración propia.

La imagen 25 muestra la distribución de estribos de acuerdo con las secciones C.7.10.3 y C.21.4 de la NSR-98, se usaron estribos N°4 espaciados cada 210mm, para un nivel de disipación de energía moderado.



*Figura 26 Sección de columna propuesta para el eje S3 en el nivel 4 de la torre 6.
Elaboración propia.*

Asentamientos en el eje 3

Las pilas son elementos de cimentaciones profundas donde su función es transmitir los esfuerzos al suelo no solo por su base en su parte inferior si no también mediante sus caras laterales, estas se usan en suelo inestables y de poco aporte en la superficie, trabajan para cargas muy altas normalmente.

Para el caso de la torre 6 del edificio Space se usaron estas pilas excavadas y construidas en sitio, de acuerdo a la documentación se encontró que la pila correspondiente al eje S3 no alcanza la profundidad de diseño establecida por el ingeniero geotecnista, de esta forma la pila no llega a un estrato de suelo apto para resistir las cargas que estaban presupuestadas a bajar por la cimentación, además a esto la punta de campana que tenía diseñadas estas pilas no fue construida, así esta pila del eje R3 no tenía la capacidad de diseño.

El 18 de agosto del 2013 se documentó trabajos de construcción de pilas muletas para reforzar los grandes asentamientos que estaba presentando esta pila en el eje R3, la socialización de la universidad de los andes con respecto al concepto técnico de desplome del edificio Space

(Uniandes, 2014) expuso las causas de estos grandes asentamientos, hicieron un cajón de cimentación exploratorio al lado de la pila R3 y hallaron que esta pila no contó con la profundidad de diseño ni tuvo el ensanchamiento Pie de campana en su punta.

Desde el punto de vista estructural la cimentación se unía a la super estructura del edificio como se muestra en la figura 27, acá se observa que el diámetro de la pila es menor que mayor dimensión de la columna, esto afecta la capacidad por flexión que pueda tener la columna a la hora de que un sismo ejerza fuerzas horizontales en la edificación.

El plano del detalle de refuerzo de las pilas se puede observar en la figura 27, tuvo 11 barras longitudinales N°6 extendidas 4m en profundidad, estribos N°3 espaciados cada 300mm, vaciado en concreto hasta los 4m, y posterior con concreto ciclópeo.

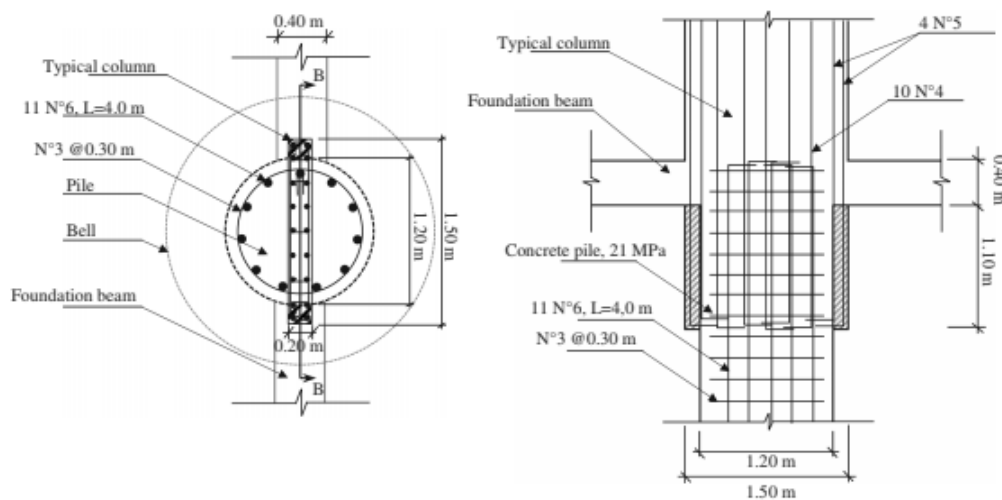


Figura 27 Plano estructural de las pilas usadas en la torre 6 edificio Space. Tomado de Universidad de los Andes (2014), Concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso del edificio Space

El problema más grande de los asentamientos causados en la torre 6 fue que la columna R3 sobrepaso por más de 50mm a la columna S3 causando asentamientos diferenciales, este tipo de asentamientos genera una distribución interna de cargas debido a la continuidad de la estructura, proveyendo de cargas y cortantes adicionales a los elementos contiguos a este eje.

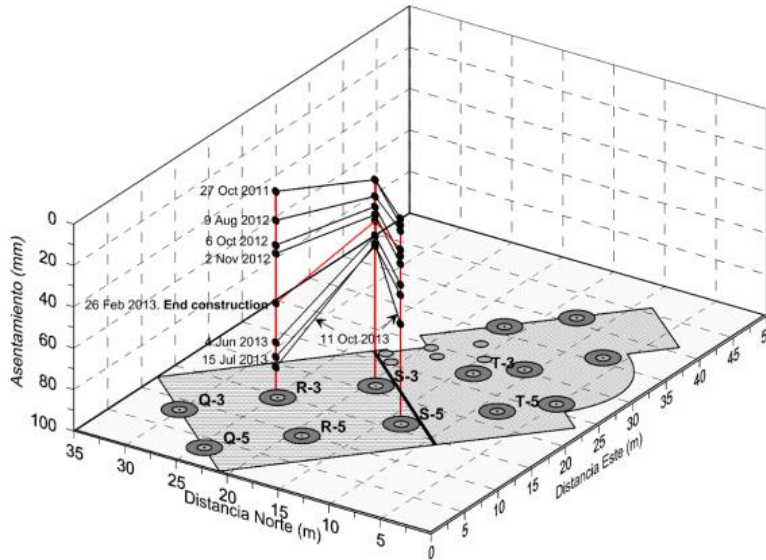


Figure 28 Asentamientos en los diferentes ejes críticos de la torre 6.
Tomado de Universidad de los Andes (2014), Concepto técnico en relación con las causas más probables del colapso del edificio Space.

Comprobando los requisitos del reglamento NSR-98 en la sección C.15.11 el esfuerzo de compresión causados por las cargas gravitacionales debe satisfacer las ecuaciones 3 y 4.

$$D + L \leq 0.25f'_cA_g \rightarrow \text{Ecuacion 3}$$

1241kN (1227.84Ton) de carga viva y muerta correspondientes a 23 pisos de apartamentos y 3 sótanos, evaluando la ecuación 3:

$$12037647.06N \leq 0.25 * 21MPa * 1130973.35mm^2 \rightarrow \text{Ecuacion 3}$$

$$12037.64kN \leq 5937.61kN \rightarrow \text{No cumple}$$

$$1.4D + 1.7L \leq 0.4f'_cA_g \rightarrow \text{Ecuacion 4}$$

17317.37kN (1765.88Ton) de carga viva y muerta mayoradas correspondiente a 23 pisos de apartamentos y 3 sótanos, evaluando la ecuación 4:

$$17312549.02N \leq 0.4 * 21MPa * 1130973.35mm^2$$

$$17312.55kN \leq 9500.17kN \rightarrow \text{No cumple}$$

Para la cuantía mínima de acero para estructuras de disipación de energía moderada especificada en la sección C.15.11.5.1 según la tabla C.15.-1 cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y caissons vaciados en sitio.

Requisito	Estructuras con capacidad especial y moderada de disipación de energía	¿Cumple?
Resistencia mínima del concreto, $f'c$.	17.5Mpa.	21Mpa, Cumple
Cuantía longitudinal mínima.	0.005	0.00276, No cumple
Número mínimo de barras longitudinales.	4	Cumple
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico demuestra que se puede utilizar una longitud menor.	Mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6m.	Las barras longitudinales se extendieron 4m, No cumple
Diámetro de la barra de los estribos.	Nº3 para pilotes hasta de 750mm de diámetro y Nº4 para pilotes de más de 750mm de diámetro	Se uso estribos Nº3 para un diámetro de 1200mm, No cumple.
Separación máxima de los estribos.	100mm en los 600mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	Se separaron los estribos 300mm a lo largo de toda la pila, No cumple.

Las solicitudes antes y después de la falla de la columna S3.

Después de que la columna S3 fallara en el nivel 4, todo el peso que ella resistía se repartió entre sus elementos estructurales contiguos, por medio de las vigas hasta las columnas vecinas que eran la T3, S5 y R3, la figura 29 muestra el modelo en el piso donde ocurrió la falla en la torre 6, desde el punto de vista de la redundancia estructural, la estructura era pobre en elementos estructurales, si bien era una estructura hiperestática sus columnas se cargaron al límite, al fallar la columna S3 en el nivel 4 los principales elementos estructurales que sobrellevaron la carga que asistía la columna fallada se sobre esforzaron superando sus límites.

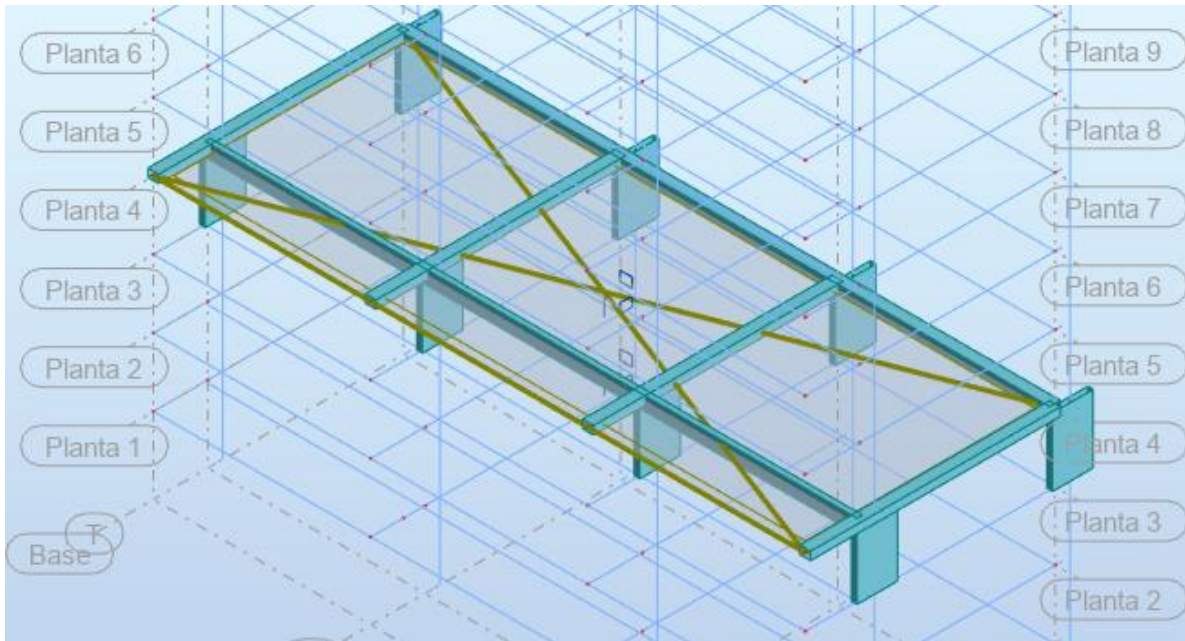
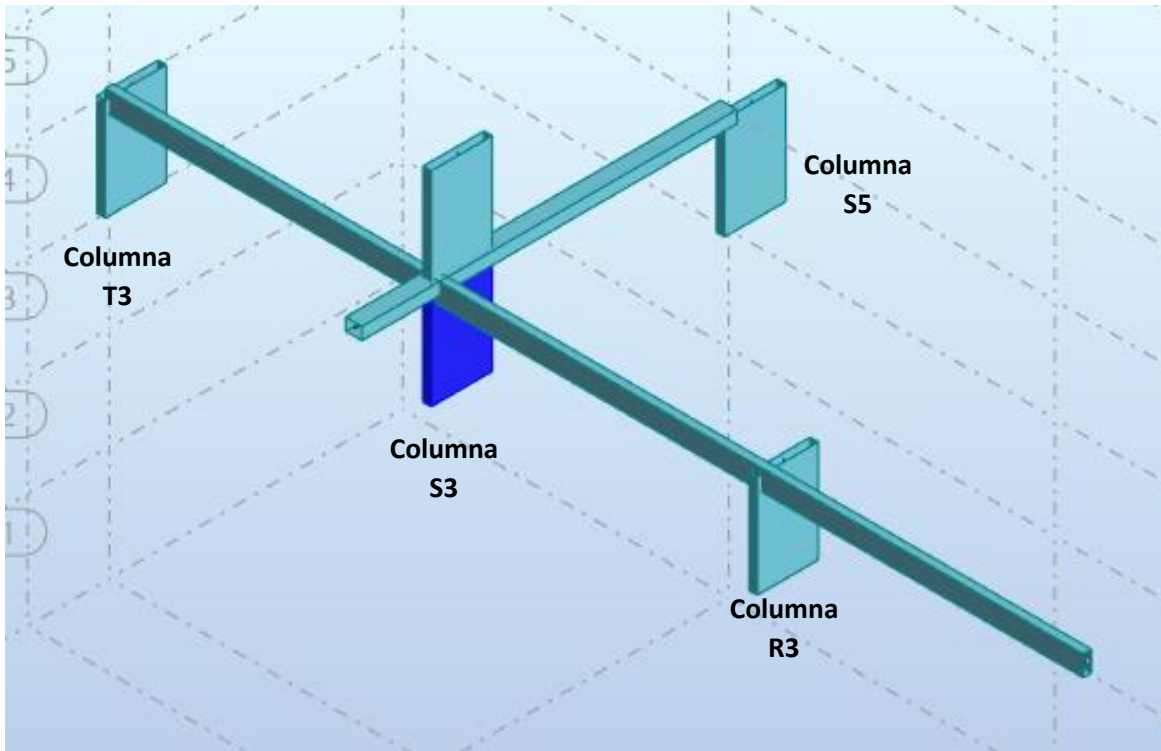


Figure 29 elementos estructurales planta 4 torre Space.

La figura 30 muestra los principales elementos que soportaron la carga alrededor de la columna S3, los muros de mampostería que no cumplían funciones estructurales, empezaron a resistir cargas debido a las grandes deflexiones que pudo tener la viga longitudinal del eje 3 sostenida por la columna S3, esta viga en este momento debió llegar a su punto limite por cortante al instante que el muro de mampostería no pudo resistir más, la documentación que reporto la prensa fue que hubieron trabajadores después de ocurrida la falla buscando repotenciar esta columna con elementos metálicos, para instalar dichos elementos metálicos debieron tener que remover muros de mampostería que muy posiblemente estaban ayudando a resistir carga, dicho esto, nace la hipótesis de que en ese momento ocurrió el desplome de toda la torre 6 quitándole la vida a las personas que trabajaban en ese instante en la estructura.



*Figure 30 elementos estructurales contiguos columna S3.
Elaboración propia.*

Para tener unas ideas de cuanto esfuerzo debieron resistir los elementos estructurales contiguos a la columna S3 en el nivel 4 después de fallar, se modelo la estructura y se hallaron las solicitaciones de esfuerzos axiales, momentos y cortantes, posteriormente se supuso que al fallar esta columna deajo de portar capacidad, por lo tanto, en el modelado se removió y se corrió nuevamente el programa encontrando la redistribución de solicitaciones.

En las figuras 31 y 32 se puede ver los esfuerzos axiales a los que estuvieron sometidos los elementos estructurales del nivel 4 antes y después de la falla respectivamente.

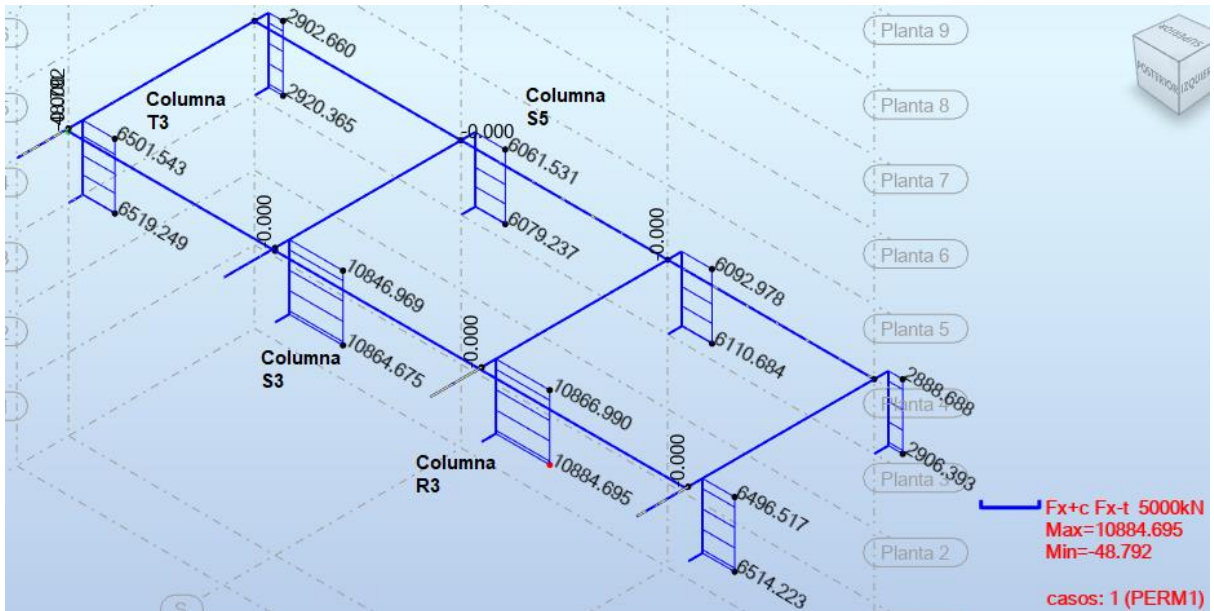


Figura 31 esfuerzos axiales, todos a compresión, antes de la falla (kN).
Elaboración propia.

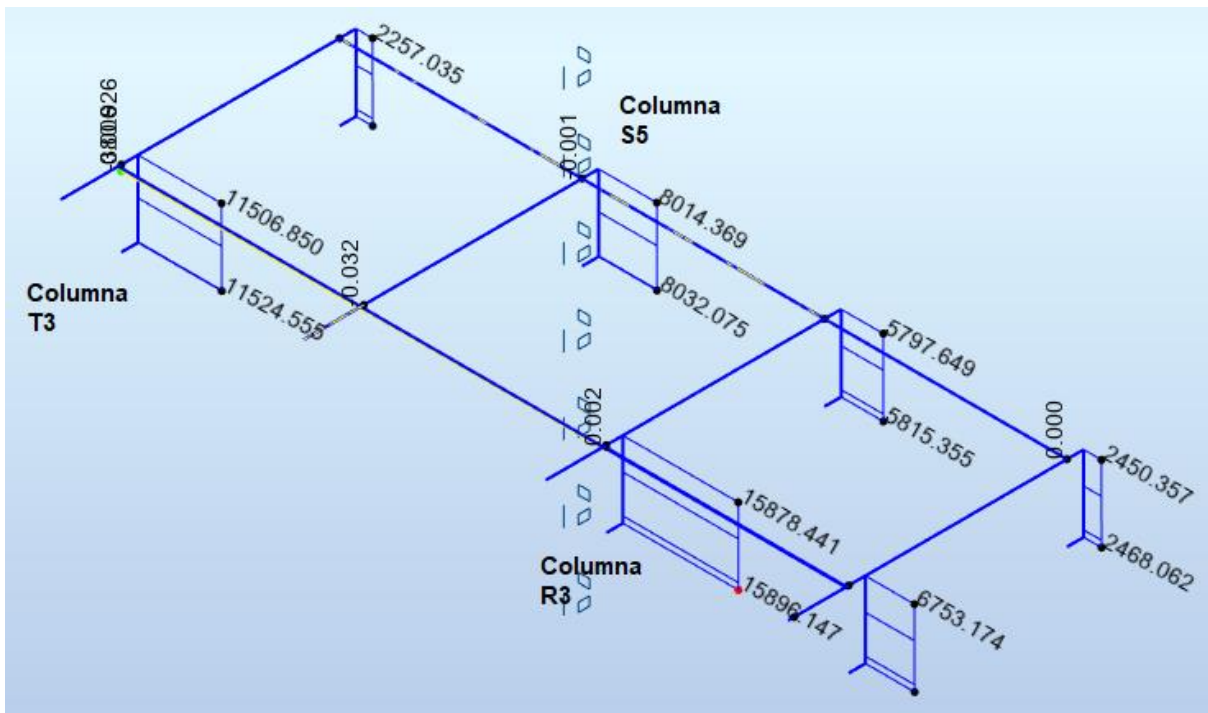


Figura 32 esfuerzos axiales, todos a compresión, después de la falla (kN).
elaboración propia.

La columna que más resistió cargas después de dada la falla fue la columna R3 en la que paso de resistir una carga de 10867kN a 15878kN recordando que la sección de estas columnas y el diseño de su refuerzo eran de una capacidad máxima de 6514kN

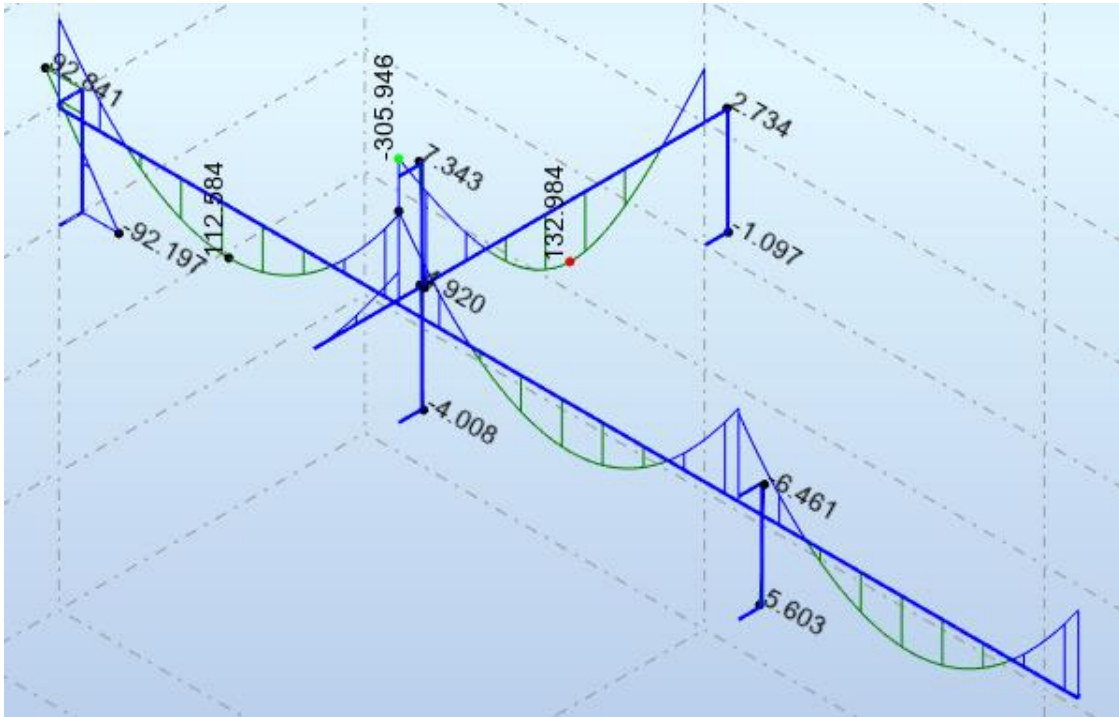


Figura 33 diagrama de momentos en vigas, antes de la falla (kN.m).
Elaboración propia

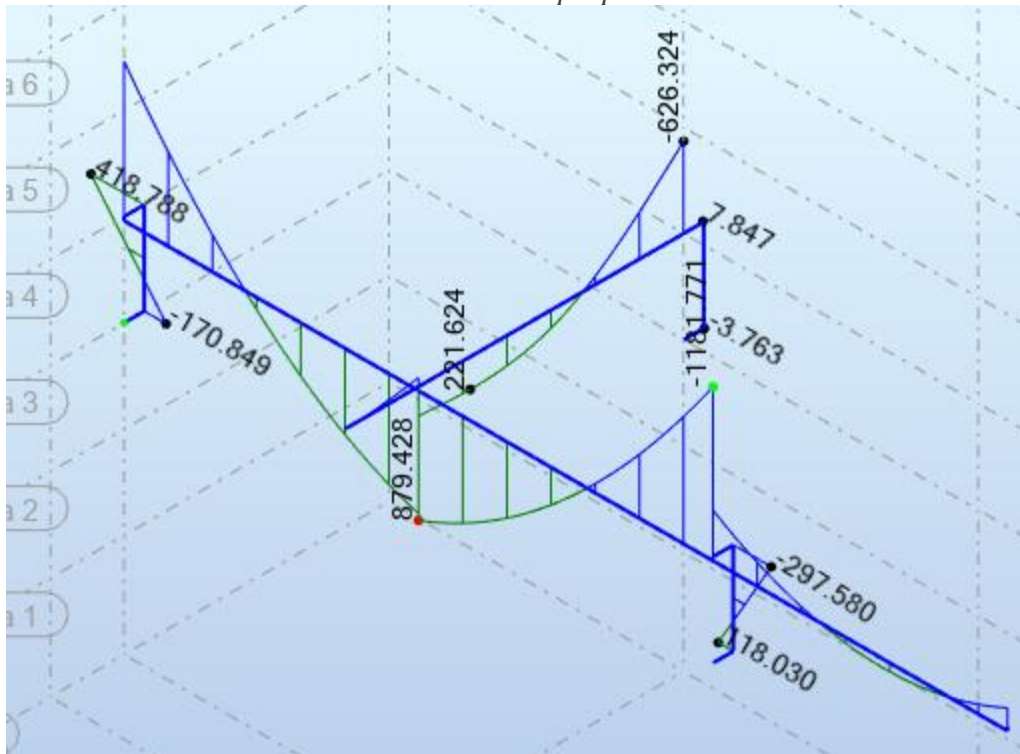
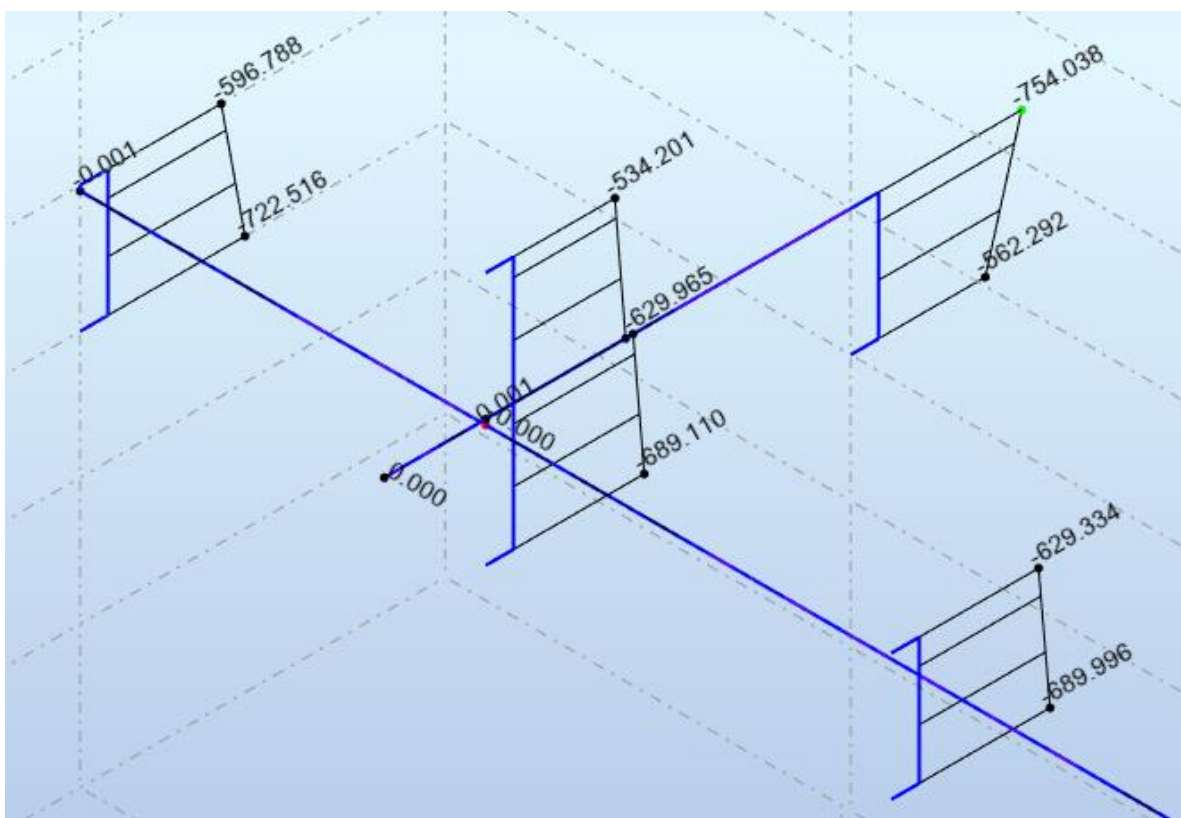


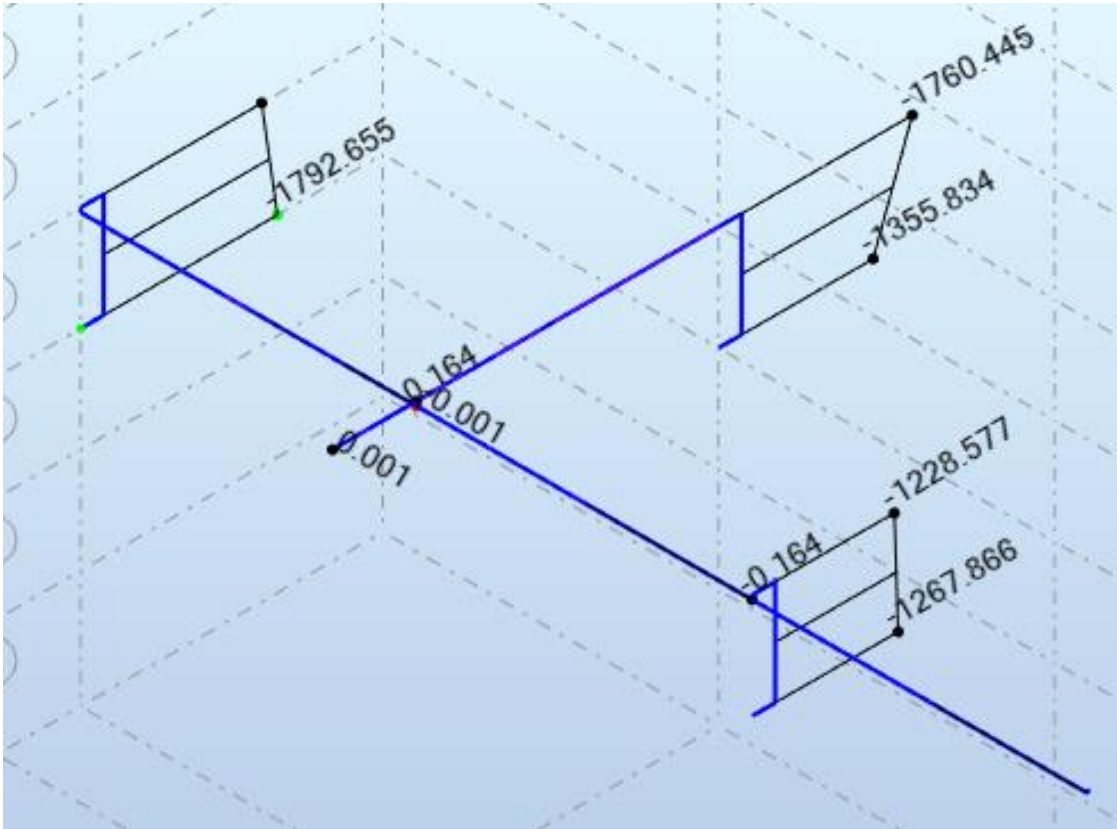
Figura 34 diagrama de momentos en vigas, después de ocurrida la falla.
Elaboración propia.

En sus diagramas de momentos mostrados en las figuras 33 y 34 el máximo momento era del orden de 305kN.m, dada la falla la viga longitudinal paso a resistir casi el triple.

No se tiene conocimiento del diseño de refuerzo de esta viga pero siguiendo el método de diseño planteado por el ACI318 y la NSR-98 buscando una falla en vigas de forma dúctil, ósea que la sección este controlada por tensión para este tipo de viga con $b=400\text{mm}$ y $h=300\text{mm}$, para que esta hubiera podido resistir un momento del orden de 880kN.m después de la falla debió tener un área de refuerzo a tensión de aproximadamente 10715mm^2 y un área de refuerzo a compresión de 9149mm^2 , la densidad de acero de refuerzo necesaria hubiera sido muy grande, económicamente no hubiera sido el diseño más adecuado.



*Figura 35 diagrama de momentos en columnas, antes de la falla (kN.m).
elaboración propia.*



*Figura 36 diagrama de momentos en columnas, después de ocurrida la falla (kN.m).
Elaboración propia.*

El momento en la dirección fuerte para las columnas como era de esperarse después de desaparecida la capacidad de resistencia de la columna S3 le genero un incremento de 1000kN.m de momento a la columna S5 la cual compartían el mismo eje.

Las figuras 27 y 28 presentan los cortantes que experimento la viga longitudinal que atravesaba todo el eje desde la columna T3 a la R3. Posterior a fallar la columna S3 solo quedaba esperar una falla a cortante de las vigas en las zonas críticas en el nivel 4, esta falla también se pudo esperar por los asentamientos excesivos en el eje R3. Si la viga fue diseñada de forma que fuera dúctil, la falla más inminente en ese momento pudo deberse por cortante.

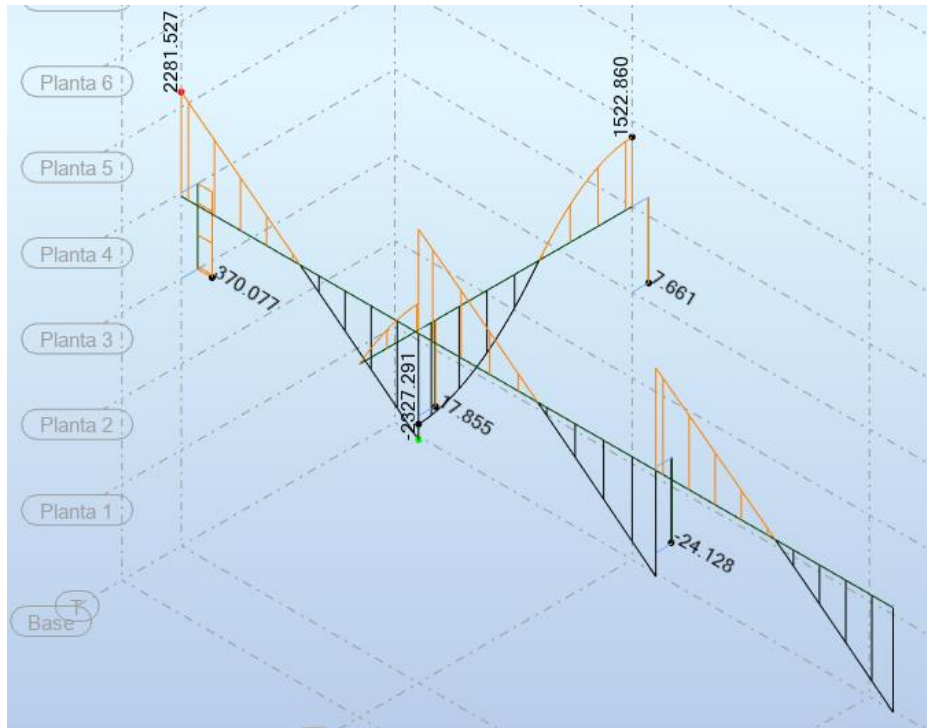


Figura 37 diagrama de cortantes en vigas, antes de la falla. (kPa).
Elaboración propia.

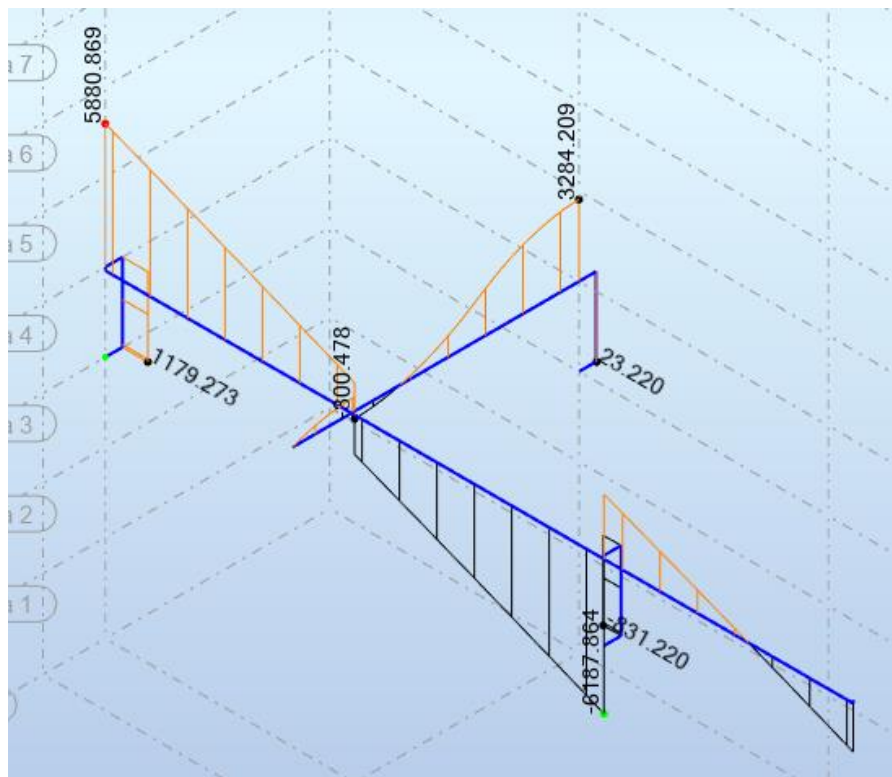


Figura 38 diagrama de cortantes en vigas, después de la falla. (kPa).
Elaboración propia.

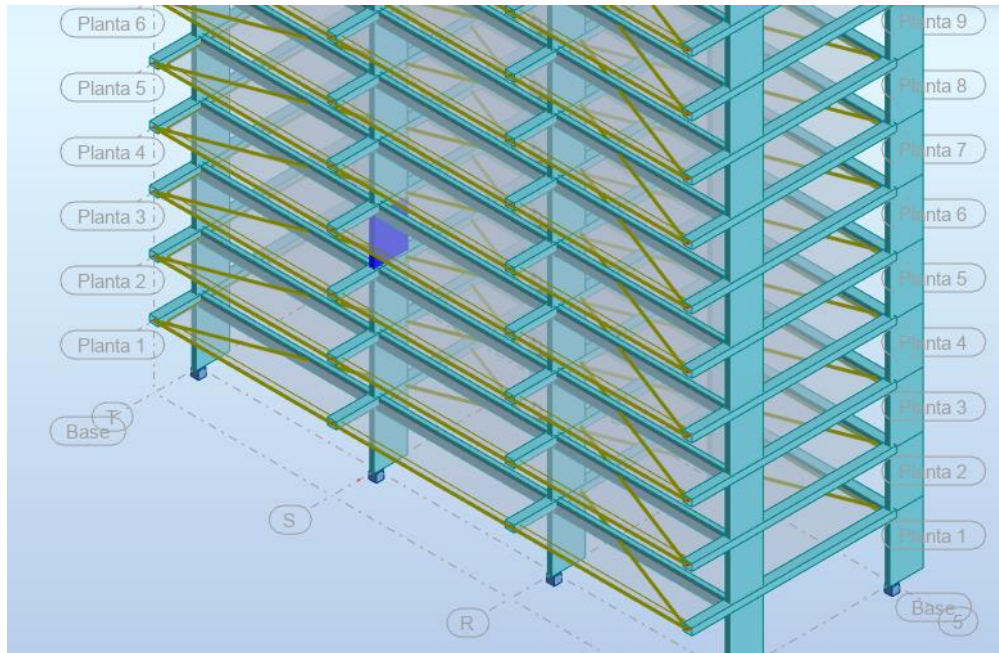


Figura 39 modelo computacional, columna S3 en el nivel 4 de la torre 6, edificio Space. Elaboración propia.

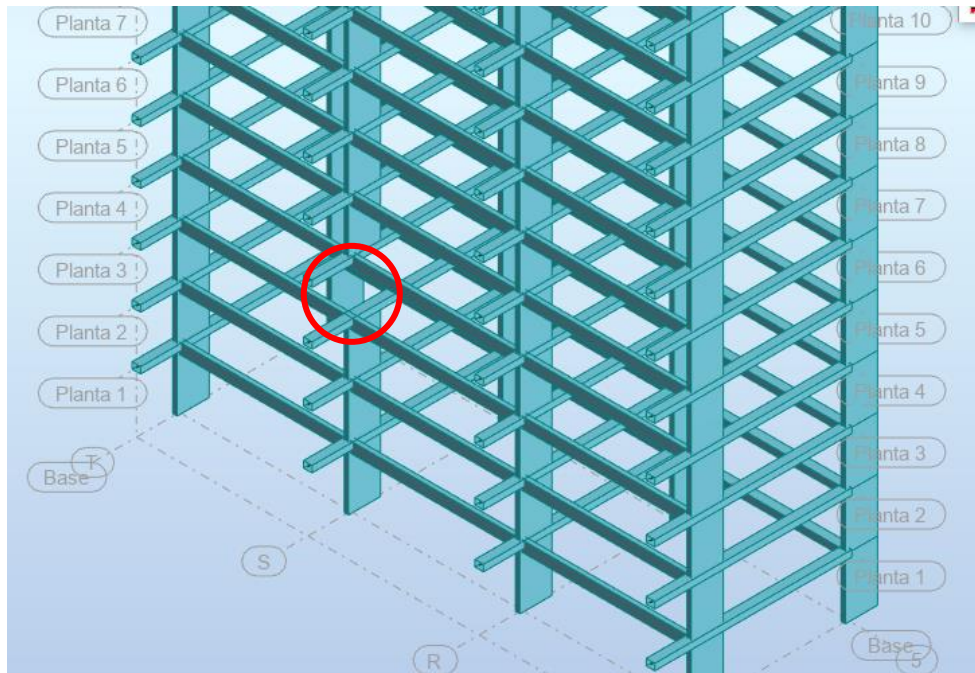


Figura 40 modelo computacional torre 6 edificio Space, sin la columna S3 en el nivel 4. Elaboración propia.

Posteriormente a la falla en la columna S3 en el modelo computacional, arroja una deformación de más de 270mm en todo el eje vertical que soportaba la columna superior al nivel 4. En una luz de 8m, 279mm de desnivel crea una pendiente visible del 2.2%, si dado el caso su estado límite de resistencia no se hubiera excedido, su estado límite de servicio si,

debido a la incomodidad visual que causo las grandes deflexiones. La figura 41 muestra las deflexiones en distintos puntos de los elementos estructurales contiguos a la columna S3.

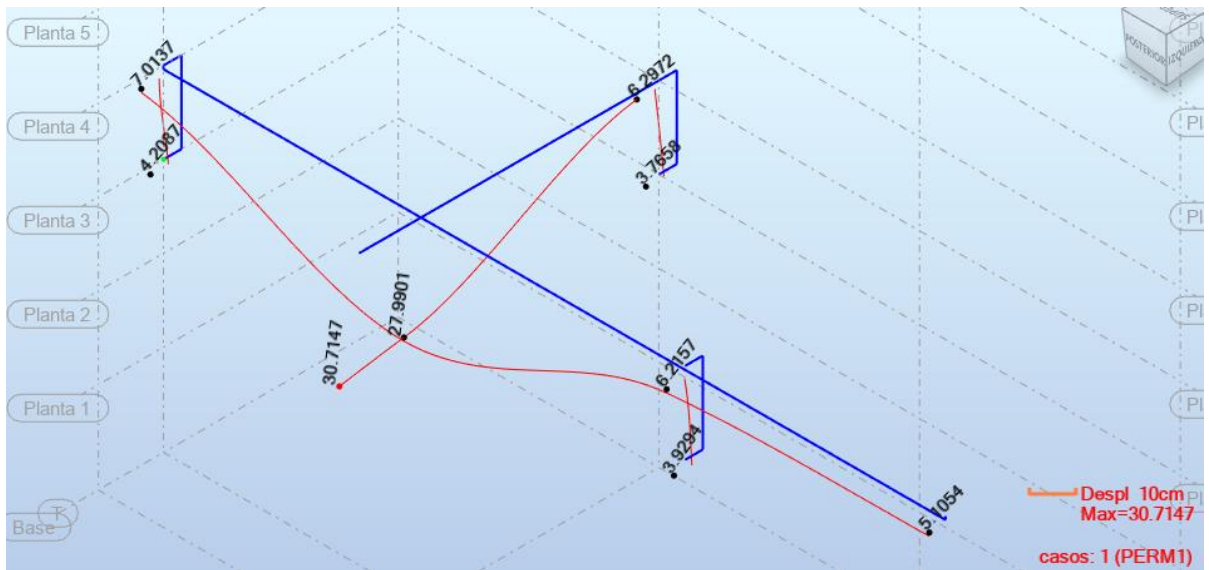


Figure 41 Aproximación a la deformación en elementos estructurales contiguos a la columna S3 después de la falla. Elaboración propia

Conclusiones

- Se estudio el caso de Space a fondo y se conocieron otros casos en los que hubo desplome súbito, todos estos casos eran edificaciones destinadas a vivienda en las que sus principales errores fueron de diseño, todas estas edificaciones tuvieron problemas de dimensionamiento de elementos estructurales, no todas compartieron materiales pobres en resistencia, pero si tuvieron inconsistencias con los reglamentos de construcción que les correspondían.
- El control de los debidos procesos constructivos junto con una debida verificación técnica de calidad en los materiales es tan importante como un diseño estructural optimo que proporcione un mecanismo resistente a los esfuerzos inducidos en la edificación, por lo tanto, una falla que lleva al desplome de una edificación difícilmente es debido a un error puntual, si no a la sumatoria de diversos errores que terminan en la falla de un elemento critico desencadenado el colapso.
- En los casos de estudio mencionados, 3 de ellos se desplomaron debido a la falla de una columna que hizo un efecto domino sobre otros elementos provocando el desplome, para el caso de la torre 6 del edificio Space la falla de esta columna se dio en la parte superior de estas, las columnas tienden a fallas en la parte superior, debido a que la relación agua cemento en la parte superior es mayor, todo esto tiene que ver

con la forma en que se construyen, las columnas se vacían de forma vertical quedando más concentrado el cemento en la parte de abajo y desplazando el agua hacia arriba.

- Para el caso Space después de ocurrida la falla en la columna S3, quedaba esperar una falla por cortante en la viga longitudinal que reposaba sobre esta columna, asumiendo que la columna dejó de aportar capacidad de carga los esfuerzos cortantes se duplicaron dejando en estado crítico esta viga, fallada esta viga el sobre esfuerzo al que ya estaban sometidas las columnas contiguas a la columna S3 hubiesen fallado.
- Los muros de mampostería de la torre 6 del edificio Space después de ocurrida la falla en la columna S3 empezaron a soportar cargas, al entrar un equipo de ingenieros a repotenciar esta columna debieron remover parte de estos muros, ahí fue donde posiblemente ocurrió el colapso de toda la torre 6 del edificio Space.
- La torre 6 del edificio Space tuvo un diseño en el que sus columnas tuvieron las mismas dimensiones y disposición de acero de refuerzo en todos sus 24 niveles, solo en sus sótanos, sus columnas eran de dimensiones mayores, de acuerdo a las cargas que debían soportar sus columnas estas no estuvieron diseñadas con factores de seguridad, el edificio a medida que se fue cargando por la ocupación de sus apartamentos fue presentando signos de fallas como grietas y grandes deflexiones, el edificio no hubiera podido soportar la totalidad de ocupación de sus apartamentos y mucho menos un esfuerzo externo como un sismo.
- En el ámbito legal, surge muchos cuestionamientos ante la supervisión técnica que tuvo el proceso constructivo del edificio Space, así como la aprobación de sus licencias de construcción ante curaduría, si bien la responsabilidad inicialmente la carga el diseñador estructural, es cuestionable el proceder de los entes encargados de revisar y aprobar planos estructurales, gran parte de estos diseños no cumplieron con normativa y el trabajo del curador era revisar y velar por que estos planos cumplieran con la normativa.
- Socialmente el desplome de una edificación por causas de errores de diseño o errores en el proceso constructivo crea un gran impacto negativo en la sociedad, la pérdida de vidas humanas y del patrimonio de familias o personas que invierten gran parte de sus vidas en financiar estos proyectos, toca muchos aspectos de forma negativa en un país, debilita la confianza para invertir en el sector de la construcción, y deja en entredicho la calidad de los profesionales que se desenvuelven en el gremio de la construcción, deja pérdidas irreparables cultural, social y económicamente.

Referencias Bibliográficas

1. Rodriguez, F. L., Rodriguez Rodriguez, V., Santa Cruz Astorqui, J., Torreño Gomez, I., & Ubeda de Mingo, P. (2004). Manual de patologías de la edificación (Vol. 1). Madrid, Madrid, España: Departamento de tecnología de la edificación.
2. Brooks, C. R., & Choudhury, A. (2002). Failure Analysis of Engineering Materials. New York: McGraw-Hill.
3. Luis E. Yamin, Juan F. Correal, Juan C. Reyes, Fernando Ramírez, Raúl Rincón, Álvaro I. Hurtado y Juan F. Dorado (2018). Sudden collapse of the 27-Story Space building in Medellin, Colombia. American Society of Civil Engineers.
4. Universidad de los Andes, (2014). Concepto técnico en relación a las causas más probables del colapso del edificio Space. (fase III). Recuperado de https://www.medellin.gov.co/irj/go/km/docs/pccdesign/SubportaldeCiudadano_2/PlandeDesarrollo_0_15/Noticias/Shared%20Content/Documentos/2014/Uniandes_Informe-Final-Fase3-SPACE-Resumen.pdf
5. AIS. (1998). Norma colombiana de construcción sismo resistente. NSR-98. Bogotá, Cundinamarca, Colombia: AIS.
6. ACI commit 318. (1995). Building code requirements for structural concrete: (ACI 318-95); and commentary (ACI 318R-95). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
7. McCormac Jack C., Brown Russell H. (Ed.10) (2017) Diseño de concreto reforzado. Ciudad de México, México: Alfaomega.
8. Uniandes (Universidad de los Andes) (2014 09 19) Presentación “el caso Space” Recuperado de: https://www.youtube.com/watch?v=P_W4fiYYYUM
9. Fabrizio Palmisano (Lecturer), Amedeo Vitone (Assoc. Prof.), Claudia Vitone (Dr) & Vitantonio Vitone (Assoc. Prof.) (2007) Collapse of the Giotto Avenue Building in Foggia, Structural Engineering International, 17:2, 166-171, DOI: [10.2749/101686607780680709](https://doi.org/10.2749/101686607780680709)
10. Cuoco, D. A., et al. (1992). "Investigation of L'Ambiance Plaza Building Collapse." Journal of Performance of Constructed Facilities **6**(4): 211-231.
11. Etemadi, A. and C. Balkaya (2020). "Collapsed-RC Building Failure Mechanisms with a Forensic Engineering Approach." Journal of Performance of Constructed Facilities **34**(5): 04020086.

12. Ratay, R. T. (2010). Forensic Structural Engineering Handbook. McGraw-Hill.

Anexos

1. Modelo computacional torre 6 edificio Space elaborado en Autodesk Robot.