

Manifestaciones Patológicas en una Edificación con Losas Pretensadas - Un Estudio de Caso: Parte I - Análisis de la Estructura.

A. B. S. Santos Neto^{1*}, A. Lübeck², P. J. Sarkis³, J. M. Sarkis³

*Autor de Contacto: almir.neto@ufsm.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.738>

Recibido: 15/05/2024 | Correcciones recibidas: 22/03/2025 | Aceptado: 23/04/2025 | Publicado: 01/05/2025

RESUMEN

Las losas lisas postesadas con cables engrasados son bastante utilizadas en Brasil debido a sus ventajas. Sin embargo, la audacia alcanzada mediante el uso de edificaciones postesadas a menudo resulta en proyectos de alta complejidad y consideraciones no triviales en el día a día del ingeniero. El objetivo de este trabajo es presentar el estudio de caso de una edificación comercial construida en el estado de Rio Grande do Sul, compuesta por losas lisas postesadas con cables engrasados, en el cual ocurrieron manifestaciones patológicas aún en la fase de construcción, tales como: flechas excesivas, fisuras en las losas posteadas y algunas roturas parciales de los elementos estructurales. El artículo expone las manifestaciones patológicas encontradas en el análisis de la estructura, así como una presentación sucinta de las técnicas de refuerzo utilizadas.

Palabras clave: losa lisa postesada; cables engrasados; postensado no adherente; manifestaciones patológicas en estructuras de hormigón.

Citar como: Santos Neto, A. B. S., Lübeck, A., Sarkis, P. J., Sarkis, J. M. (2025), "*Manifestaciones Patológicas en una Edificación con Losas Pretensadas - Un Estudio de Caso: Parte I - Análisis de la Estructura*", Revista ALCONPAT, 15 (2), pp. 123 – 140, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.738>

¹ Programa de Posgrado en Arquitectura, Urbanismo y Paisajismo, Universidad Federal de Santa Maria, Brasil.

² Programa de Posgrado en Ingeniería Civil, Universidad Federal de Santa Maria, Brasil.

³ Sarkis Ingeniería Estructural, Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor Santos Neto contribuyó con la redacción del artículo, el análisis, la discusión de los resultados, las conclusiones y la revisión del manuscrito. El autor Lübeck contribuyó con la redacción del artículo, el análisis, la discusión de los resultados, las conclusiones y la revisión del manuscrito. Los autores Sarkis contribuyeron con el estudio y el análisis de los refuerzos estructurales y la discusión de los resultados.

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2025) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2026 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2025.

Pathological Manifestations in a Prestressed Concrete Flat Slab Building - A Case Study: Part I - Structure Analysis.

ABSTRACT

Prestressed concrete flat slabs with unbonded tendons are widely used in Brazil due to their advantages. However, the bold achieved with prestressed structures often results in projects with greater intricacy. This paper presents a case study of a commercial building constructed in Rio Grande do Sul, designed with pretressed concrete flat slabs with unbonded tendons. Some pathological manifestations, such as excessive deflections and cracks in the slabs, were observed during the construction phase. The description of the structural reinforcement solutions used in the slabs is presented, including bonded overlays, carbon fiber tape inserts, and externally prestressed metallic reinforcements. At the end of the reinforcement works, load tests were conducted on the slabs, demonstrating the efficiency of the used solutions.

Keywords: prestressed concrete flat slab; prestressed concrete; pathological manifestations in constructions.

Manifestações Patológicas em uma Edificação com Lajes Protendidas – Um Estudo de Caso: Parte I – Análise da Estrutura.

RESUMO

As lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas são bastante utilizadas no Brasil em função de suas vantagens. Contudo o arrojo alcançado com o emprego de edificações protendidas, muitas vezes, resultam em projetos de elevada complexidade e considerações não triviais no dia a dia do engenheiro. Este trabalho tem como objetivo apresentar o estudo de caso de uma edificação comercial construída no Rio Grande do Sul, constituída por lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas, no qual ocorreram manifestações patológicas ainda na fase de construção, tais como: flechas excessivas, fissuras nas lajes protendidas e algumas rupturas parciais dos elementos estruturais. O artigo apresenta as manifestações patológicas encontradas na análise da estrutura, bem como uma apresentação sucinta das técnicas de reforços utilizadas.

Palavras-chave: laje lisa protendida; cordoalhas engraxadas; pós-tração não aderente; manifestações patológicas em estruturas de concreto.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

Las losas lisas postesadas, con postensado no adherente, han sido cada vez más utilizadas en Brasil, debido al aumento en el número de empresas que disponen de los equipamientos necesarios y ejecutan los servicios involucrados, así como al desarrollo de softwares que facilitan el proceso de dimensionamiento y diseño. Según Cauduro (2005), en Brasil, el primer registro de uso de este tipo de losa data de 1997, es decir, la utilización del sistema en el país tiene poco más de 25 años.

A lo largo de esos años, la creciente utilización del hormigón postesado en el mundo ha permitido constatar que ese sistema estructural presenta gran practicidad en su ejecución, además de permitir una mayor flexibilización de la arquitectura. Aalami (2000) complementa que la producción de aceros de alta resistencia, en conjunto con el desarrollo de softwares específicos y accesibles técnica y financieramente para el dimensionamiento de esas estructuras, ha provocado avances significativos en la aplicación efectiva de la postensión en la Construcción Civil.

La postensión también presenta mejoras en el desempeño con relación al Estado Límite de Servicio (ELS) y en la seguridad de las estructuras, con énfasis en la durabilidad del hormigón, pues la ausencia o reducción de la fisuración promueve una mayor protección de las armaduras, dificultando la aparición del fenómeno de la corrosión.

Sin embargo, la complejidad y el nivel de audacia alcanzados con el uso de estructuras postesadas a menudo resultan en diseños de alta complejidad y con consideraciones no triviales del día a día del ingeniero. De la misma manera, la ejecución de la estructura puede exigir un alto grado de especialización. Así, al mismo tiempo que crece el número de edificaciones que adoptan el sistema postesado con cables no adherentes, hay también la tendencia a aumentar la incidencia de ocurrencias de manifestaciones patológicas. No obstante, aún son escasos los relatos de este tipo de situación.

Las losas lisas postesadas con postensión no adherente (cables engrasados) presentan cables dispuestos con trazados parabólicos resultando, por lo tanto, en excentricidades respecto al centro de la losa, aumentando así la eficiencia de las fuerzas aplicadas por los cables y mejorando la capacidad de balanceo de las cargas. Ese concepto tiene como principio básico permitir que las cargas verticales equivalentes de la postensión equilibren una parte de las cargas permanentes actuantes, de modo que la losa, para ese nivel de carga, quede sometida solamente a tensiones de comprensión (Silveira, 2002; Aalami, 1990; Aalami y Bommer, 1999).

Por lo tanto, es importante que el montaje de los cables se realice más distante posible de la línea neutra de la losa, respetando los recubrimientos establecidos en el diseño. Un posicionamiento vertical equivocado puede ocasionar el surgimiento de manifestaciones patológicas, deformaciones (flechas) distintas a las previstas en el proyecto o, incluso, en casos más extremos, el colapso de la estructura (Silva et al., 2018; Aalami y Bommer, 1999; Romanichen y Souza, 2019; Cattelan et al., 2022). Además, estructuras demasiado esbeltas no permiten un posicionamiento vertical de los cables que logre balancear de manera eficiente las cargas impuestas sobre la estructura. Esas condiciones pueden generar manifestaciones patológicas en las losas lisas, como flechas excesivas y la aparición de fisuras.

El objetivo de este trabajo es presentar un estudio de caso acerca de una edificación comercial, constituida por losas lisas postesadas con cables engrasados y con vigas de borde, en el cual ocurrieron manifestaciones patológicas graves, aún en la fase de construcción, tales como flechas excesivas, fisuras en las losas postesadas y roturas parciales. En este trabajo, se señalan la descripción de las manifestaciones patológicas encontradas, el análisis de la estructura y una presentación sucinta de las soluciones utilizadas para el refuerzo de la estructura.

2. ESTUDIO DE CASO

2.1 Metodología de Investigación

A solicitud de los propietarios, se llevó a cabo una inspección y evaluación de las manifestaciones patológicas de la edificación, con el objetivo de establecer las causas y las posibles técnicas de recuperación y refuerzo. Durante el proceso de evaluación, la obra permaneció paralizada y la estructura parcialmente apuntalada. Además del levantamiento y análisis de las manifestaciones patológicas, también se realizó el recálculo de la estructura, considerando las dimensiones, materiales y demás especificaciones constantes en el proyecto estructural original, así como los datos levantados durante las inspecciones e investigaciones. El análisis técnico del proyecto estructural señaló la necesidad de la realización de realizar refuerzos en la edificación.

2.2 Anamnesis

La edificación evaluada tiene uso comercial y está constituida por un nivel de subsuelo semienterrado (plazas de estacionamiento, depósitos, vestuarios, cisternas de agua y almacén), una planta baja térrea destinada a la atención al público, (hall/recepción, auditorio, área comercial, sanitarios, cocina auxiliar y otras utilidades), segundo y tercer niveles destinados a oficinas (sala de reuniones, sala de capacitación de personas, vestíbulo/espacio para café, espacio gourmet, sanitarios, área exterior dividida entre azotea verde y otra zona con acceso restringido al público), una planta de cubierta sin acceso público (losa y depósito superior), además del nivel correspondiente al tope de las losas de los depósitos (losa impermeabilizada).

Se trata, por tanto, de seis niveles de pisos y una superficie total construida de 5.697,00 m². En la Figura 1 se presenta un corte esquemático con la nomenclatura de cada nivel y, en la Figura 2 se muestra la superposición de las plantas del segundo (color gris) y del tercer piso (color naranja). Se observa que a partir del tercer nivel hay una reducción en las dimensiones de la edificación. Las losas expuestas en el segundo piso están previstas para funcionar como terrazas con acceso público. En dirección horizontal, en planta, la edificación posee una longitud total de 61,15 m, mientras en la dirección vertical alcanza los 53,72 m. En el tercer piso y en los superiores, las dimensiones disminuyen a 48,48 m en la dirección horizontal y a 29,70 m en la vertical. No hay juntas de dilatación o desolidarización en la estructura.

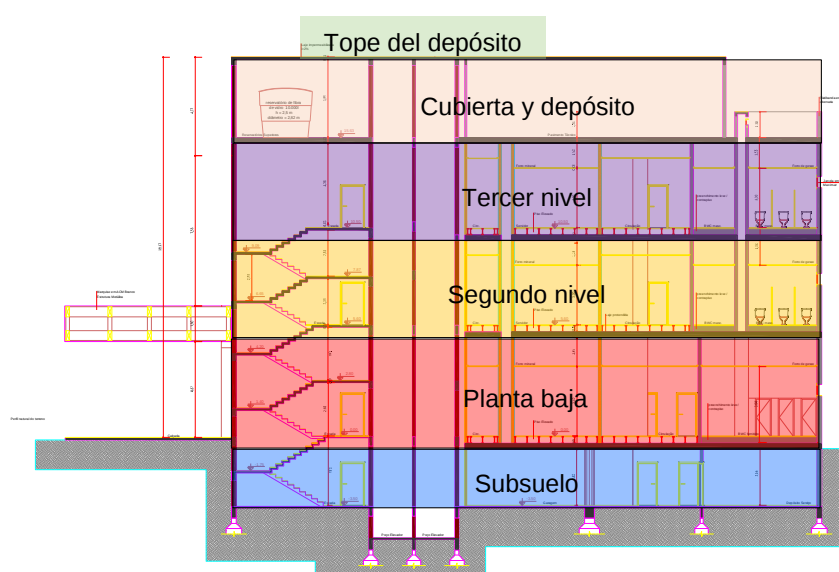


Figura 1. Corte esquemático con indicación de los pavimentos.

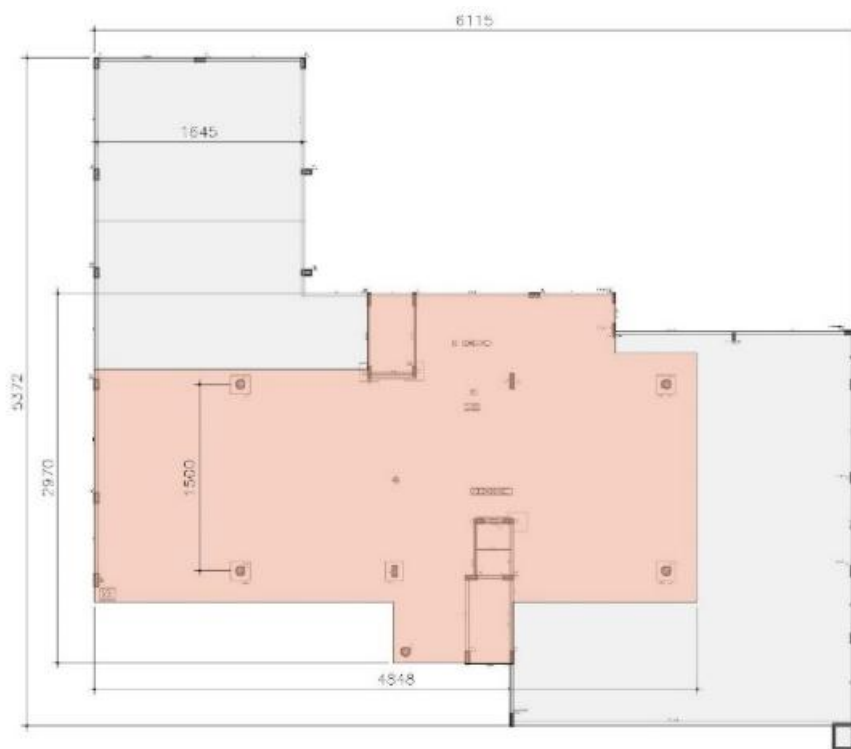


Figura 2. Superposición de las plantas del segundo y tercer nivel (medidas en centímetros).

El proyecto estructural hubiera sido desarrollado de acuerdo con las prescripciones de la norma ABNT NBR 6118:2014, vigente en la época de la elaboración del proyecto. El sistema estructural puede describirse tipológicamente como compuesto de losas lisas postesadas, con voladizos externos, pocas vigas perimetrales y capiteles en algunos de los pilares internos (en este caso, la losa recibe la denominación de losa hongo). Las vigas son, en su mayoría, de hormigón armado, con una viga en hormigón postesado, mientras que todas las losas, con excepción de la losa de cubierta de los depósitos, están ejecutadas en hormigón postesado. La losa sobre los depósitos fue diseñada como armada.

Las losas postesadas presentaban 25 cm de espesor en todos los niveles, con excepción de la losa de tope de los depósitos, diseñada como armada y con 15 cm de espesor. En toda la estructura se utilizó hormigón clase C35 ($f_{ck} = 35$ MPa). En las losas postesadas, los vanos típicos son del orden de 15 m, llegando a 16,45 m en la losa de cubierta del auditorio (segundo nivel).

De acuerdo con el proyecto estructural, los recubrimientos adoptados en las losas fueron de 1,5 cm para la armadura pasiva y 3,0 cm para la armadura activa. Para la postensión de la losa se utilizaron cables engrasados de 12,7 mm de diámetro, de acero tipo CP 190 RB ($f_{ptk} = 1900$ MPa). En el caso de las armaduras pasivas, se utilizaron aceros de las clases CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa) y CA-60 ($f_{yk} = 600$ MPa). En la Figura 3(a) se presenta la configuración de los cables en el segundo nivel, configuración que es similar a la utilizada en la losa de planta baja. En la Figura 3(b) se muestra la configuración de los cables en el tercer nivel, siendo semejante a la utilizada en la cubierta.

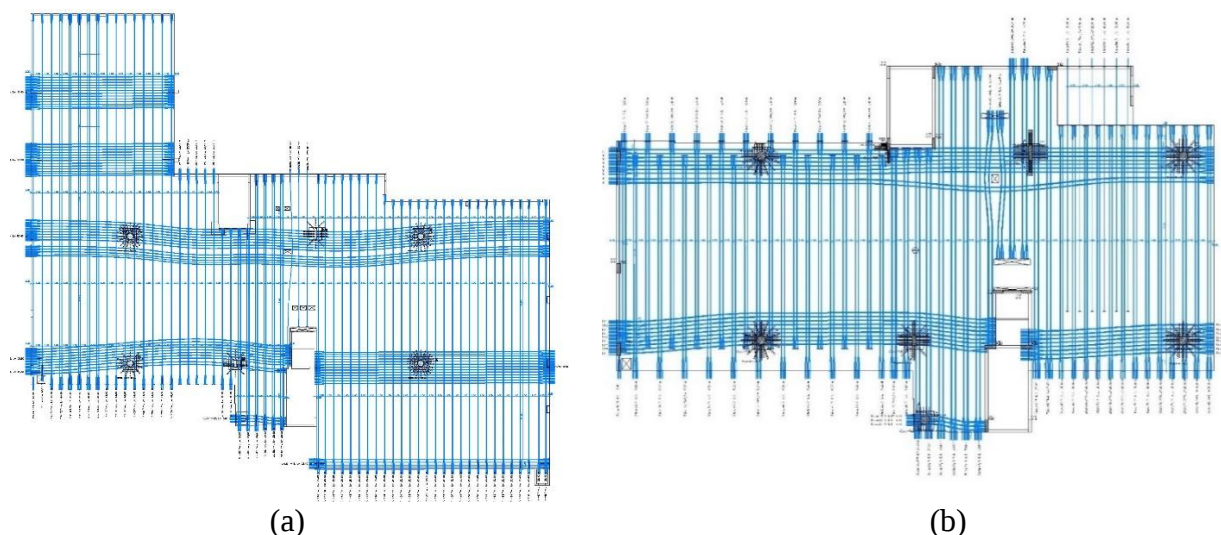


Figura 3. Disposición de los cables de postensado: (a) Cables del segundo nivel; y (b) Cables del tercer nivel.

3. LEVANTAMIENTO DE LAS MANIFESTACIONES PATOLÓGICAS

Aún en la fase de obra se constataron algunas manifestaciones patológicas, como flechas excesivas, fisuración en las losas, vigas y pilares, además de roturas puntuales.

En la Figura 4 se presenta una vista superior de la losa de cubierta del auditorio, donde se observa el encharcamiento de agua de lluvia. Las deformaciones excesivas de esta losa comenzaron poco después del retiro del apuntalamiento. Durante la inspección, la flecha medida fue de 14 cm en el centro de la losa, para un vano libre de 16,45 m. En la Figura 5 se muestra la vista inferior de esta misma losa, ya reapuntalada debido a las deformaciones excesivas que presentó.

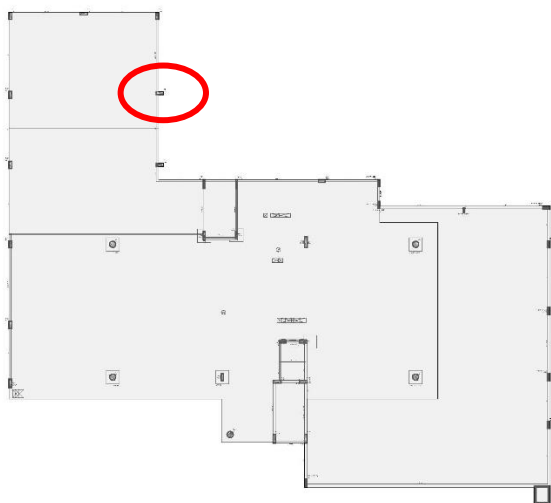


Figura 4. Acumulación de agua sobre la losa de cubierta del auditorio.



Figura 5. Vista inferior de la losa de cubierta del auditorio.

El movimiento de la estructura (losa y vigas), en el segundo nivel, en la misma región del escenario del auditorio, provocó un desprendimiento parcial en la unión pilar-viga perimetral, resultando en la rotura de la unión viga-pilar, como se muestra en la Figura 6.



(c)



(a)



(b)

Figura 6. (a) Rotura localizada en la unión viga-pilar; (b) Pilar donde ocurrió dicha rotura; (c) Indicación en planta del pilar donde se produjo la rotura.

Es posible que el desplazamiento excesivo de la losa del techo del auditorio, que también movió la viga perimetral, “tirándola hacia dentro”, haya sido el motivo de este desprendimiento del hormigón en la región de la viga perimetral y el pilar de apoyo. El desplazamiento excesivo de la losa generó un esfuerzo horizontal en el apoyo, no previsto en el dimensionamiento, lo que provocó la rotura de la unión.

Aún en el segundo nivel, en la losa de cubierta de la zona de atención al público, también se observó una flecha excesiva, del orden de 10 cm, e intensa fisuración, tanto en las caras superior e inferior en el centro del vano, como junto a las vigas de borde. En los bordes, región de anclaje de la postensión, se percibió fisuración y un “arrugamiento” del hormigón (ver Figura 7).

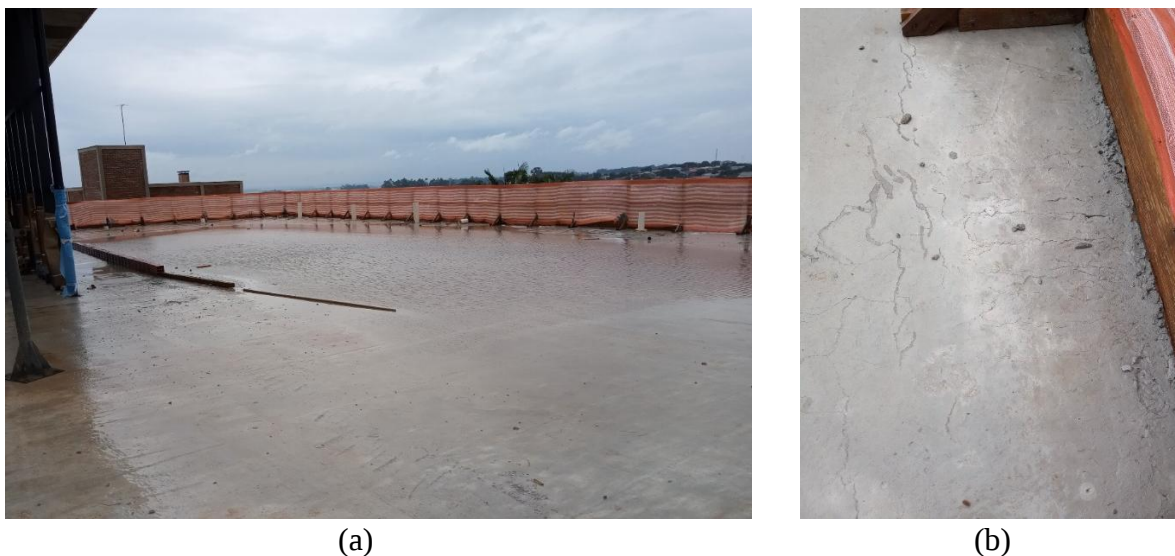


Figura 7. (a) Acumulación de agua debido a la deformación de la losa; (b) Arrugamiento y fisuración en la región próxima a los pilares y al anclaje en el borde de la losa.

En la losa de cubierta (techo del tercer nivel) también se observó un cuadro de fisuración bastante intenso, principalmente en la región sobre los pilares, como muestra la Figura 8.

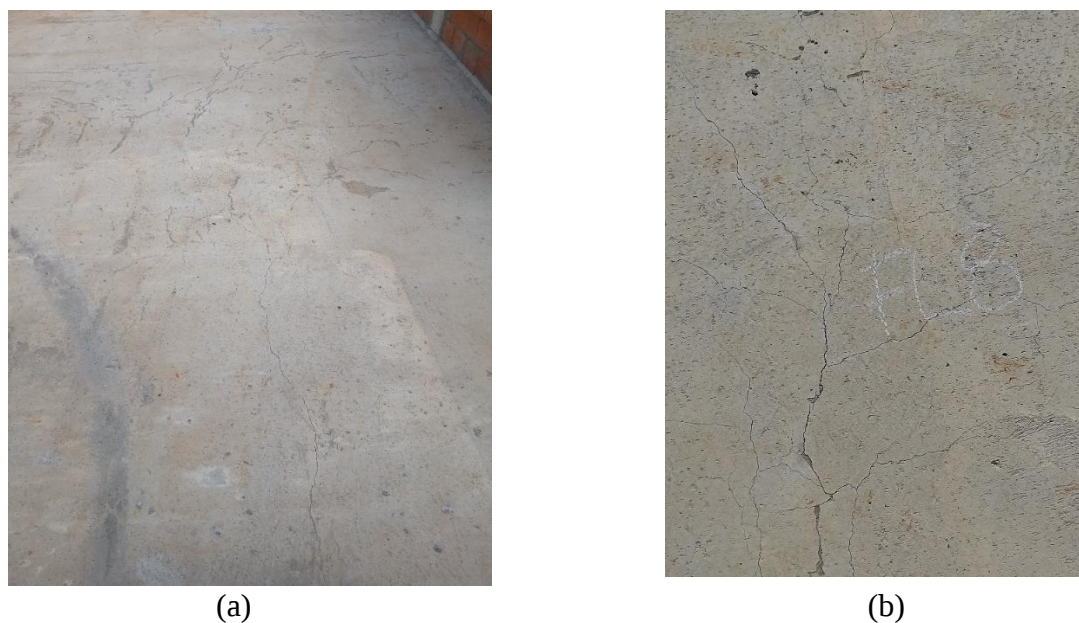


Figura 8. (a) Fisuras en la losa de cubierta; (b) Mapeo de las fisuras.

Las manifestaciones patológicas señaladas en las figuras 7 y 8, tienen, aparentemente, causas semejantes. La falta de rigidez de la losa postesada resultó en deformaciones elevadas, con giros y plastificación en los bordes. A lo largo del vano, la gran deformación provocó fisuración mapeada en la cara superior y fisuras de gran abertura en la cara inferior. En los extremos, las fisuras son paralelas a las vigas perimetrales.

Además de estas deformaciones y fisuras observadas en los vanos de las losas, también se identificaron fisuras en la cara superior de las losas junto a los pilares circulares en el segundo, tercer nivel y en la cubierta. El patrón de fisuración seguía la disposición regular de las armaduras, con deformación y “arrugamiento” del hormigón. En el tercer nivel y en la cubierta, además de esta malla regular de fisuras, había fisuras radiales alrededor de los pilares. Esta disposición de fisuras y deformaciones indica una falla por combinación de momentos negativos, que traccionan la cara superior de la losa, y punzonamiento. Cabe destacar que el proyecto estructural analizado presentaba una armadura negativa sobre los pilares muy inferior a la requerida.

4. EVALUACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

4.1 Evaluación Inicial

Como una primera observación del proyecto estructural, se procedió a un análisis y comparación del espesor (altura) y tipología de la losa adoptada con base la literatura técnica y algunas normativas.

La norma estadounidense ACI 318:2019 recomienda esbelteces de $L/h \leq 42$ para losas de piso y $L/h \leq 48$ para losas de cubierta. Según las recomendaciones del Post-Tensioning Institute (PTI), la relación vano/espesor (esbeltez) debe ser: $40 \leq L/h \leq 45$ para losas de piso, y $45 \leq L/h \leq 48$ para losas de cubierta.

El ACI 423:1996 recomienda para losas lisas postesadas que la esbeltez sea: $40 \leq L/h \leq 45$ para losas de piso; y $45 \leq L/h \leq 48$ para losas de cubierta. Las normativas no impiden que se adopten espesores menores, siempre que se verifiquen las flechas máximas y el riesgo de aparición de vibraciones excesivas en la losa.

La norma brasileña ABNT NBR 6118:2014 recomienda un espesor mínimo de 16 cm para losas lisas. Cabe destacar que, aunque la ABNT NBR 6118:2014 no haga referencia a índices de esbeltez para losas lisas postesadas, establece valores límite para las flechas de las losas.

Emerick (2005) recomienda un espesor mínimo de 24 cm para losas lisas postesadas con cables engrasados, para vanos libres de 10 a 11 m. Loureiro (2006) indica que las losas lisas son bastante ventajosas desde los puntos de vista estético, funcional y constructivo, siendo recomendadas para vanos de hasta 8,00 m. El autor también explica que, para resolver el problema del punzonamiento, o incluso para salvar grandes vanos de hasta 12,00 m, se debe recurrir al uso de capiteles.

Además, según Loureiro (2006), para vanos mayores, del orden de 13,0 m, es más económico utilizar losas nervadas postesadas, con regiones macizas de hormigón alrededor de los pilares para resistir a los momentos flectores negativos y a los efectos del punzonamiento.

De acuerdo con el proyecto estructural, en la región de la cubierta del auditorio (indicada como 1 en la Figura 9), el vano libre es de 16,45 m, y en la región de la cubierta del área de atención al público (indicada como 2 en la Figura 9), el vano libre teórico es de 14,90 m. El proyecto estructural adoptó para las losas postesadas un espesor único de 25 cm en todos los niveles de la edificación, resultando en relaciones vano/espesor de hasta 1/65.

Con base en la literatura, se puede observar que el espesor adoptado para las losas en el proyecto estructural está por debajo de lo recomendado para los vanos mayores de la edificación. Para tales vanos, se recomendaría un espesor del orden de 35 cm para la losa (fuera de la región de los capiteles), o incluso, modificar la tipología del sistema de losa lisa a losa nervada postesada, lo que reduciría significativamente el peso propio de la losa.

Es importante aclarar que la literatura no impide que el uso de espesuras menores que los valores

presentados, siempre que se verifiquen las flechas máximas, las tensiones normales y tangenciales límite, y se evalúe también el riesgo de aparición de vibraciones excesivas en la losa.

4.2 Durabilidad, Hormigón y Recubrimientos de las Armaduras

La edificación fue construida en un entorno urbano, en una ciudad del interior del estado de Rio Grande do Sul. Según la ABNT NBR 6118:2014, norma vigente en la época del desarrollo del proyecto estructural, la clasificación correspondiente respecto a la agresividad del ambiente sería CAA II (Clase de Agresividad Ambiental II). Sin embargo, en el proyecto se adoptó la clase CAA I, prevista para construcciones en ambiente rural. Esta clasificación más benigna implica una menor capa de recubrimiento para las armaduras, una relación agua/aglomerante límite mayor y una resistencia característica a la compresión del hormigón menor.

La resistencia a la compresión del hormigón (f_{ck}) especificada en el proyecto de la superestructura – losas, vigas y pilares – fue de 35 MPa, valor que cumple con la clase CAA II. No obstante, en lo que respecta al espesor de la capa de recubrimiento del acero para la protección de las armaduras pasivas positivas de las losas, no se cumplió con el criterio normativo, ya que se especificó un espesor de 15 mm, cuando el mínimo exigido sería de 20 mm. En el caso de las armaduras activas, el espesor especificado fue de 25 mm, lo cual tampoco cumple con las exigencias normativas.

Durante la inspección y los procedimientos de evaluación, se constató que muchos cables de postensado y armaduras pasivas presentaban recubrimientos menores a los especificados en el proyecto, lo que indicó un déficit en el control de ejecución.

4.3 Cargas Adoptadas en el Proyecto Estructural

Los proyectos de la edificación comenzaron antes de la entrada en vigor de la actual ABNT NBR 6120:2019. Por lo tanto, se adoptaron en el análisis las especificaciones de la versión anterior, es decir, la ABNT NBR 6120:1980, para la definición de las cargas. Entre los principales señalamientos observados con relación a las cargas utilizadas en el proyecto estructural, se pueden mencionar los siguientes:

- a) Las cargas permanentes adoptadas en el proyecto estructural, aparentemente, no contemplan los pesos de los rellenos de piso de los baños, terrazas y área verde exterior. En el proyecto arquitectónico estos rellenos estaban previstos, pero no fueron considerados. Se midió el peso de dichos rellenos y se llegó a valores superiores a 4,0 kN/m² en algunas regiones, especialmente en la zona de la platea del auditorio;
- b) No se encontró en los documentos del proyecto estructural la composición del peso del escenario del auditorio, compuesto por bloques de albañilería estructural, losa prefabricada con bloques de EPS y vigas de hormigón, además de una capa de regularización de mortero. Aparentemente, esta carga no fue contemplada;
- c) No había mención en los documentos del proyecto respecto a la consideración de cargas debido a la retracción del hormigón, ni se especificó la necesidad de adoptar técnicas constructivas que minimicen ese efecto. Tampoco se encontró información relacionada con la consideración de cargas debido a variaciones térmicas;
- d) No se hacía mención a las sobrecargas de uso adoptadas en cada región. Dado que existen auditorios y zonas de concentración de público, además de terrazas accesibles, los valores a considerar eran elevados.

4.4 Análisis Estructural de la Edificación

El análisis estructural comprendió el estudio de la edificación mediante diferentes metodologías y softwares. El análisis de los niveles postesados se realizó por niveles aislados, utilizando el software Adapt Floor Pro 2018. La losa fue modelada utilizando el Método de los Elementos Finitos (MEF), con elementos tipo cáscara, limitando la dimensión máxima de los elementos a 30 cm. El programa generó automáticamente la malla de las losas. La verificación de los demás

elementos estructurales (pilares y vigas), así como del comportamiento global, se realizó mediante modelos de barras en el software AltoQi Eberick V21. El análisis refinado de acciones térmicas y retracción se llevó a cabo a través de un modelo espacial en elementos finitos con el software SAP 2000 V18.

La estructura analizada siguió todas las disposiciones indicadas en los documentos recibidos del proyecto estructural original, incluyendo las dimensiones de los elementos, las armaduras activas, los trazados de los cables y los recubrimientos de las armaduras. La resistencia y el módulo de elasticidad del hormigón fueron determinados a partir de una campaña de ensayos destructivos y no destructivos, como la extracción de testigos y la determinación de la dureza superficial del hormigón mediante esclerómetro de reflexión.

Sin embargo, no fue posible utilizar las mismas cargas adoptadas en el proyecto estructural original, ya que se considera que no representaban en su totalidad la composición indicada en el proyecto arquitectónico y confirmada *in situ*. Por lo tanto, las cargas adoptadas fueron corregidas conforme a las consideraciones presentadas en el ítem 4.3 de este artículo.

Para el dimensionamiento de la losa, se consideró postensado limitado, debiendo cumplirse, para losas lisas y losas hongo postesadas, la condición del estado límite de servicio de formación de fisuras (ELS-F), de acuerdo con el ítem 13.4.2 de la ABNT NBR 6118:2014. El ELS-F se define como el estado en que se inicia la formación de fisuras en el hormigón. Se admite que este estado límite se alcanza cuando la tensión de tracción máxima en la sección transversal es igual a la resistencia del hormigón a la tracción en flexión ($f_{ct,f}$ – resistencia del hormigón a la tracción en flexión).

Para los análisis se adoptó cemento tipo CPV-ARI (el mismo utilizado en la obra), postensado realizado a los 10 días de edad del hormigón, y resistencia del hormigón definida en proyecto como $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$.

Así, la tensión máxima de tracción en el hormigón – ELS-F (t_{∞}) – se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max} \leq \alpha \cdot f_{ctk,inf} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3,37 \text{ MPa}$$

Es importante aclarar que el estado límite de servicio por compresión excesiva (ELS-CE), es decir, el estado en que las tensiones de compresión alcanzan el límite convencional establecido, es habitual únicamente en el hormigón postesado en el momento de aplicación de la postensión. Es decir, la ABNT NBR 6118:2014 no establece un valor límite para la tensión máxima de compresión en el hormigón durante la vida útil de la estructura.

También se verificó el estado límite último (ELU), conforme a las hipótesis descritas en el ítem 17.2.3 de la ABNT NBR 6118:2014. En los análisis se adoptó la verificación simplificada del ELU-ATO, conforme al ítem 17.2.4.3.2 de dicha norma, siempre que se respetaran las siguientes condiciones:

- a) la tensión máxima de compresión en la sección de hormigón, obtenida mediante las sollicitaciones ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$, no puede superar el 70 % de la resistencia característica f_{ckj} prevista para la edad de aplicación de la postensión;
- b) la tensión máxima de tracción del hormigón no puede superar 1,2 veces la resistencia a tracción f_{ctm} correspondiente al valor f_{ckj} especificado.

Así, las tensiones máximas de compresión y tracción en el hormigón – ELU-ATO (t_0), calculadas de acuerdo con el ítem 12.3.3 de la ABNT NBR 6118:2014, se definen por:

- Condición de tensión máxima de compresión en el hormigón:

$$\sigma_{min} \geq -0,7 \cdot f_{ckj} = -0,7 \cdot 30,59 \text{ MPa} = -21,41 \text{ MPa}$$

- Condición de tensión máxima de tracción en el hormigón:

$$\sigma_{max} \leq 1,2 \cdot f_{ctm} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30,59^2} = 3,52 \text{ MPa}$$

Así, al considerar las prescripciones de la ABNT NBR 6118:2014, se obtuvieron las tensiones normales límite de tracción y compresión en el hormigón para las losas de la edificación. Con relación a los desplazamientos verticales (flechas) verificados en los análisis, los valores límite para las losas son los establecidos por la ABNT NBR 6118:2014. Para la verificación de dichos límites, teniendo en cuenta la amplificación de las deformaciones diferidas en el tiempo, se adoptó el criterio recomendado en el ACI 318:2019. Esta norma establece un factor de multiplicación $\phi = 2,0$ para considerar los efectos de la retracción y fluencia del hormigón en el cálculo de las flechas diferidas en el tiempo, aplicado a la combinación de servicio casi-permanente (CQP). Cabe señalar que esta combinación, para la estructura postesada analizada, puede subestimar las flechas, dado que el dimensionamiento se realiza para postensión limitada, donde se debe cumplir el estado límite de servicio de formación de fisuras (ELS-F), es decir, se prevé que no se formen fisuras en la estructura. Como se presenta en los análisis, los resultados obtenidos indican la presencia de fisuración en la estructura, situación confirmada *in situ*. Por lo tanto, las deformaciones en la estructura tienden a ser mayores que los valores encontrados en los análisis para las combinaciones evaluadas, dado que la fisuración reduce la rigidez de los elementos. Dadas las dimensiones de la estructura analizada, en este artículo se presentan únicamente las consideraciones para la losa del segundo nivel. Se optó por presentar esta losa porque corresponde al piso de cubierta del auditorio, que posee el mayor vano libre de la estructura. De manera simplificada, se muestran las respuestas de los análisis de flechas y tensiones normales en la losa de este nivel. En los demás niveles se encontraron respuestas similares para flechas y tensiones. Los valores de desplazamientos verticales encontrados en los análisis fueron comparados con los límites establecidos por la ABNT NBR 6118:2014. Los análisis se realizaron en las regiones más críticas, con mayores desplazamientos y mayores vanos libres entre pilares. Lo mismo se hizo para el análisis de las tensiones normales máximas y mínimas, comparadas con los límites establecidos por dicha norma.

4.4.1 Losa del Segundo Nivel

a) Desplazamientos Verticales (Flechas)

En la Figura 9 se presentan, en vista superior, las curvas de isovalores correspondientes a los desplazamientos diferidos en el tiempo de la losa.

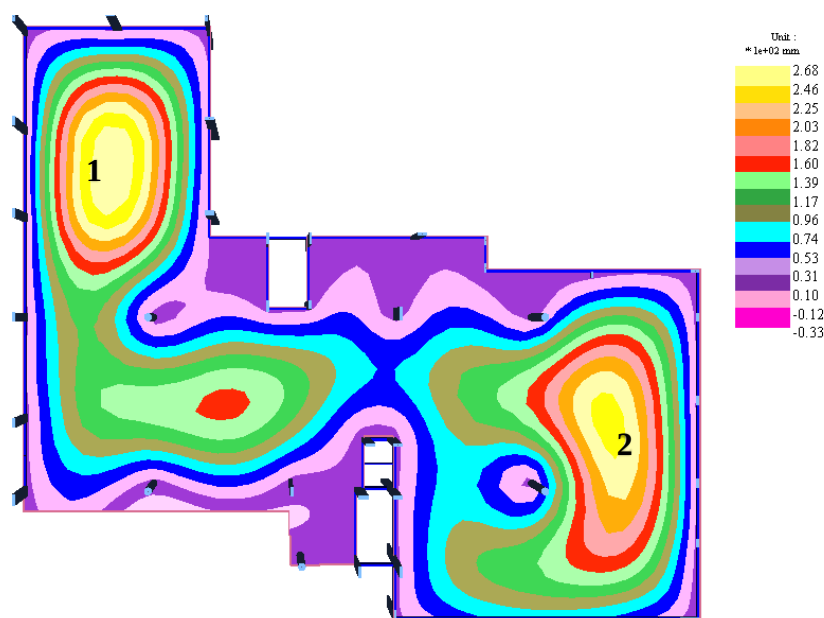


Figura 9. Curvas de isovalores de los desplazamientos diferidos en el tiempo del segundo nivel (valores en mm).

De acuerdo con la Figura 9, se observa que la región de la cubierta del auditorio (indicada como 1), con un vano libre de 16,45 m, resultó en una flecha diferida en el tiempo máxima del orden de 26,8 cm. El límite establecido por la ABNT NBR 6118:2014, para la aceptabilidad sensorial (desplazamientos visibles), dado por vano/250, resulta en: $1645/250 = 6,58$ cm. Por lo tanto, en esa región, la flecha obtenida en los análisis está considerablemente por encima del límite normativo. Aunque el valor encontrado en el análisis pueda parecer elevado, es importante destacar que esta es la losa indicada en la Figura 4, la cual, aún durante la construcción y solo con la acción de su peso propio, ya presentaba una flecha de 14 cm.

En la región de cubierta del área de atención al público (indicada como 2), el vano libre teórico es de 14,90 m, y la flecha diferida en el tiempo resultó en valores del orden de 26,8 cm. El límite establecido, en función del vano teórico para la aceptabilidad sensorial (desplazamientos visibles), es: $1490/250 = 5,96$ cm. Así, en esa región, la flecha obtenida también está por encima del límite normativo.

b) Tensiones Normales Límite

En la Figura 10 se muestran las tensiones normales en la cara superior de la losa, para la combinación frecuente de cargas, en las direcciones x e y, respectivamente. Las tensiones normales en la cara inferior de la losa, para la misma combinación y direcciones, se presentan en la Figura 11, respectivamente.

Del análisis se concluye que las tensiones de tracción en la cara inferior de la losa son del orden de 10,0 MPa en la región de la losa de cubierta del auditorio, y de 8,0 MPa en la región de la losa de cubierta del área de atención al público. Los análisis también muestran tensiones de tracción del orden de 10 MPa en la cara inferior de la viga.

En la cara superior de la losa se encontraron tensiones máximas de tracción del orden de 9,0 a 12 MPa en la región de los pilares a la derecha del auditorio; en la región de los pilares del área de atención, las tensiones de tracción están en el orden de 8 a 12 MPa. Estas tensiones normales de tracción en la cara superior de la losa también son coherentes con las fisuras observadas en dichas regiones.

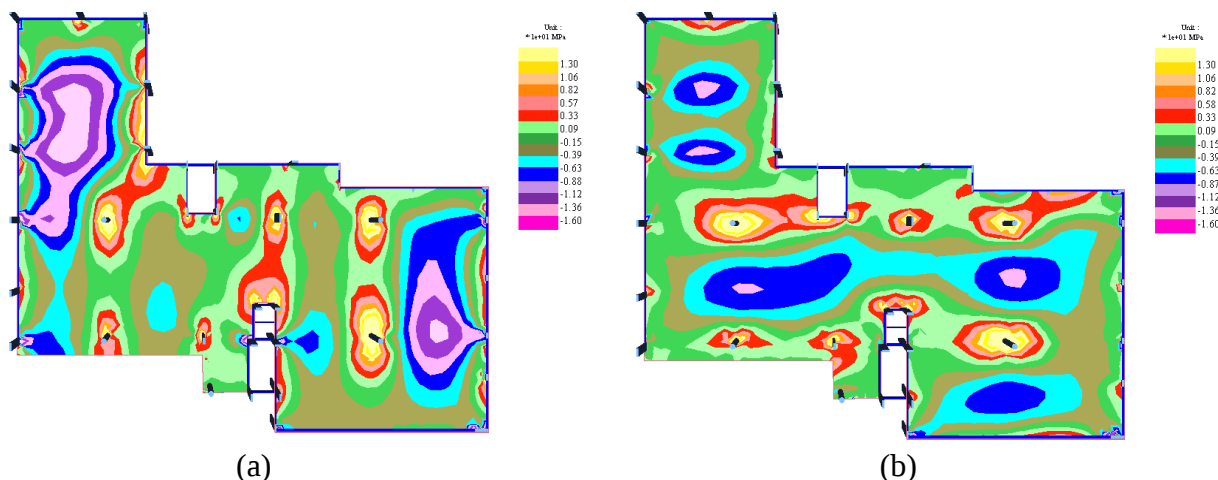


Figura 10. (a) Tensiones normales (en MPa) en la cara superior de la losa, dirección x; (b) Tensiones normales en la cara superior de la losa, dirección y.

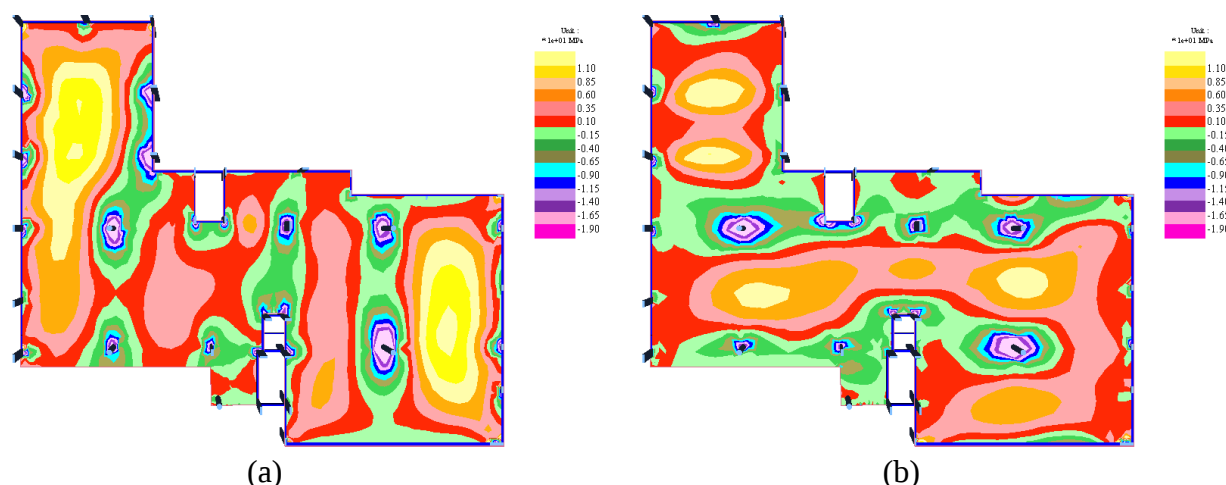


Figura 11. (a) Tensiones normales (en MPa) en la cara inferior de la losa, dirección x; (b) Tensiones normales en la cara inferior de la losa, dirección y.

Así, se puede verificar que, en algunas regiones de la losa, tanto en la cara superior como en la inferior, las tensiones normales superan el límite de tracción de 3,37 MPa, lo que indica que se ha superado la resistencia a tracción del hormigón. Tal situación fue corroborada por las fisuras observadas en la obra, tanto en la cara superior como en la inferior.

Las verificaciones para el ELU-ATO indicaron que los valores máximos de tensiones (tracción y compresión) estaban dentro de los límites establecidos por la ABNT NBR 6118:2014.

c) Armadura Pasiva Positiva

La armadura pasiva positiva indicada en el proyecto estructural para la losa del segundo nivel corresponde a una malla electrosoldada Q196, con un área de acero en cada dirección de 1,96 cm²/m. De acuerdo con el análisis, esa armadura pasiva es insuficiente en todas las regiones de la losa del segundo nivel. En algunas áreas del nivel, la armadura positiva máxima requerida fue de 12,5 cm²/m, valor muy superior al que fue instalado.

d) Armadura Pasiva Negativa

La armadura pasiva negativa indicada en el proyecto está compuesta por una malla con barras de ϕ 12,5 mm cada 15 cm (8,3 cm²/m), dispuesta sobre los pilares no conectados por vigas (pilares internos).

El resultado del análisis estructural mostró que, sobre algunos pilares, no fue posible dimensionar una configuración de armadura pasiva negativa que combinara diámetros comerciales y espaciamientos viables, considerando el espesor de 25 cm de la losa y las cargas según el proyecto arquitectónico. Así, no fue posible adoptar una armadura negativa que cumpla con el dimensionamiento, dadas las dimensiones existentes de los elementos.

4.4.2 Consideraciones Generales en las Losas de los Niveles

a) Evaluación del Punzonamiento en las Losas y Armadura contra Colapso Progresivo

También fueron evaluadas las armaduras contra el punzonamiento y el colapso progresivo, presentadas en los documentos del proyecto estructural original. El análisis de los efectos de punzonamiento en las losas y del colapso progresivo siguió las recomendaciones de la ABNT NBR 6118:2014, utilizando los esfuerzos obtenidos con el software ADAPT Floor Pro 2018 y verificaciones realizadas con el apoyo de la aplicación TQS – LPUNC.

En el proyecto estructural original se adoptaron estribos verticales simples como armaduras de punzonamiento. Esas armaduras tenían diámetros de 8,0 mm, 10,0 mm y 12,5 mm. Se puede afirmar que la tipología de armadura adoptada en el proyecto (estribos verticales) y los diámetros

utilizados están de acuerdo con las prescripciones de la normativa nacional que establece que el diámetro de las armaduras no puede superar $1/20$ del espesor de la losa (ítem 20.4 de la ABNT NBR 6118:2014).

En términos generales, para el nivel de planta baja, el dimensionamiento relativo al punzonamiento y colapso progresivo, evaluado en el proyecto estructural original, estaba conforme a las prescripciones de la ABNT NBR 6118:2014. Por otro lado, para el segundo nivel, el análisis indicó que, para dos pilares, era necesaria una adición del 12 % de armadura contra el colapso progresivo. En cambio, el dimensionamiento relativo al punzonamiento estaba conforme a la norma.

Para el tercer nivel, el dimensionamiento respecto al colapso progresivo indicó, para uno de los pilares, la necesidad de un incremento del 25 % en el refuerzo, mientras que el dimensionamiento para punzonamiento estaba conforme a las prescripciones normativas.

En la losa del nivel de cubierta se encontraron el mayor número de no conformidades respecto a estas verificaciones. En la mitad de las uniones losa-pilar, se observó la necesidad de aumentar el refuerzo de punzonamiento en aproximadamente un 11 %. En cuanto al dimensionamiento contra colapso progresivo, solo una unión losa-pilar cumplía los criterios de la norma brasileña; en los demás elementos se verificó la necesidad de incremento de armadura de hasta un 45 %.

b) Armaduras de Borde y Armadura de Refuerzo en Huecos/Aberturas

De acuerdo con el ítem 19.3.3.2 de la ABNT NBR 6118:2014, en los bordes de las losas, junto a las vigas de apoyo, es común disponer armaduras negativas con el objetivo de atenuar una posible fisuración proveniente del empotramiento parcial de la losa en las vigas. Esta armadura no está presente en los documentos recibidos y analizados del proyecto estructural. Como las losas tendieron a sufrir grandes deformaciones, la rotación del elemento en los bordes resultó en momentos negativos de gran magnitud; sin embargo, como no había armaduras de borde, se produjeron fisuras en el contorno de los elementos.

Por su parte, el ítem 20.2 de la ABNT NBR 6118:2014 establece que los bordes libres y las caras de las losas macizas junto a aberturas deben estar adecuadamente protegidos con armaduras transversales y longitudinales. Esta armadura tampoco estaba presente en el proyecto estructural original. Se observaron fisuras en las losas que partían desde las esquinas de las aberturas.

4.4.3 Efectos de la Retracción y la Temperatura en la Estructura

Los efectos de la retracción del hormigón y la temperatura fueron evaluados utilizando el programa SAP 2000 V18. Se aplicaron acciones de variación uniforme de temperatura de ± 15 °C. La retracción se consideró como una acción térmica equivalente a -30 °C, según lo especificado en la Tabla 8.2 de la ABNT NBR 6118:2014, considerando una humedad relativa del 75% y un tiempo t_0 de 60 días.

Especialmente en los niveles de planta baja y el segundo nivel, donde la longitud de la estructura supera los 60 m, los efectos de la temperatura y la retracción son significativos. En la Figura 12 se presentan los desplazamientos en la dirección x (horizontal) de las losas de la planta baja para la combinación de servicio que considera el peso propio de la estructura, la postensión y la retracción, todos con valores nominales: 1,0 PP + 1,0 Prot + 1,0 Retr. En esta situación, en la región más ancha de la estructura, el desplazamiento de encogimiento máximo obtenido fue de 1,4 cm.

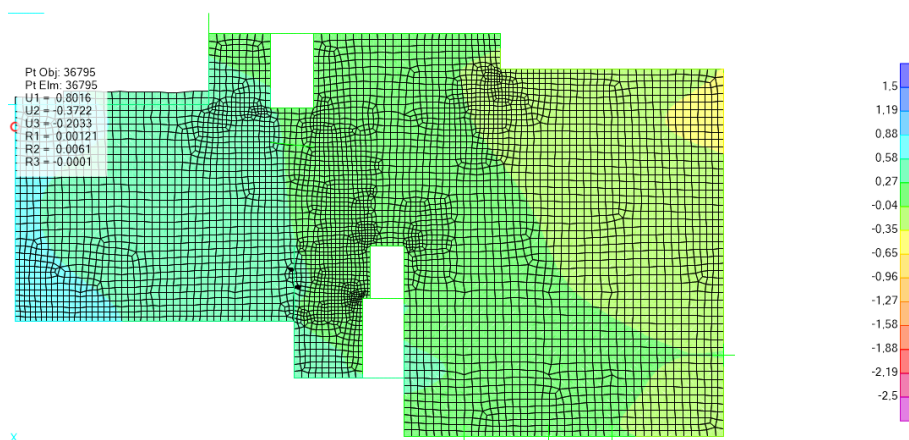


Figura 12. Desplazamientos en la dirección x para la combinación con retracción, planta baja.

En el segundo nivel, en la misma región y para la misma combinación de acciones, el desplazamiento horizontal en la dirección x (horizontal) se presenta en la Figura 13, y los desplazamientos en la dirección x alcanzaron acortamientos de hasta 1,3 cm.

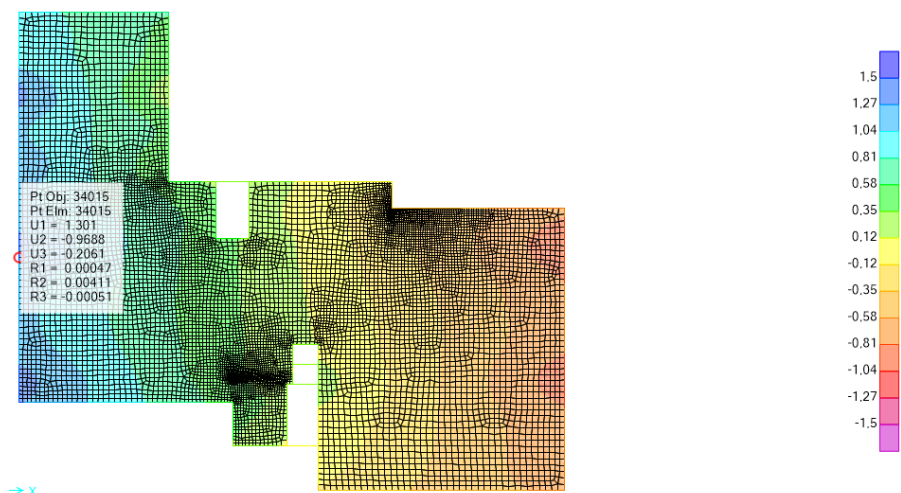


Figura 13. Desplazamientos en la dirección x para la combinación con retracción, segundo nivel.

La tendencia al acortamiento tiende a introducir esfuerzos horizontales en la unión entre las losas y los pilares. Al evaluar únicamente los pilares del subsuelo y de la planta baja, se observaron valores elevados de esfuerzos cortantes. En algunos pilares se encontraron valores solicitantes un 25 % por encima de los esfuerzos resistentes.

Como se observó *in situ*, existen fisuras en la parte superior de algunos pilares del subsuelo con una configuración que sugiere la retracción de la losa como posible causa.

Como se describirá en la Parte II del artículo, los pilares afectados fueron reparados y reforzados.

5. RECUPERACIÓN Y REFUERZO DE LA ESTRUCTURA

Además del análisis de las manifestaciones patológicas, se realizó posteriormente el proyecto de recuperación y refuerzo de la estructura, el cual se describe en la Parte II de este artículo. Se utilizaron diferentes estrategias combinadas de recuperación/refuerzo, tales como mantas y láminas insertadas de fibra de carbono (*cut in*), pilares y vigas metálicas, cerchas metálicas postesadas, así como postensado externo con desviadores. Tras la ejecución de los refuerzos, se realizaron también pruebas de carga en las losas de la edificación para confirmar el desempeño adecuado de la

estructura.

De manera general, como estrategia de refuerzo, se ejecutaron cerchas mixtas de acero y hormigón bajo las losas, en las regiones con cables de postensado concentrados, con el objetivo de aumentar la rigidez de dichas zonas. Asimismo, se llevó a cabo el postensado inferior de las losas, con desviadores, para aplicar fuerzas ascendentes bajo la losa. Combinando el postensado externo con las vigas cerchadas, se restableció el funcionamiento de las losas según lo idealizado en el proyecto, reduciendo las deformaciones (flechas) a niveles adecuados según la ABNT NBR 6118:2014.

Del mismo modo que las losas recuperaron su rigidez y deformación adecuada, se evaluaron los esfuerzos actuantes y se dimensionaron los refuerzos con fibra de carbono. En las caras inferiores de las losas, se adherieron mantas de fibra de carbono para compensar las armaduras pasivas faltantes, y en las caras superiores, se añadieron láminas insertadas de fibra de carbono (*cut in*) para suplir las armaduras negativas ausentes.

Los pilares que requirieron refuerzo fueron recuperados de forma distinta según su geometría. Los pilares circulares fueron reforzados con perfiles metálicos en sección T, insertados longitudinalmente en sus caras, y confinados con fibra de carbono. Por su parte, los pilares rectangulares fueron reforzados con ángulos adheridos en las aristas y también confinados con fibra de carbono.

6. CONSIDERACIONES FINALES

El análisis técnico del proyecto estructural indicó inicialmente que el espesor adoptado para las losas era inferior al recomendado por la literatura y por algunas normativas, lo que resultó en losas más flexibles de lo ideal. Además, la propia tipología adoptada de losa hongo postesada podría haberse optimizado mediante la adopción de un sistema de losa nervada postesada, lo cual reduciría significativamente el peso propio de la losa, permitiendo adoptar un espesor mayor sin incremento en las cargas. Es importante destacar que no existe impedimento para adoptar espesores menores que los indicados en la literatura, siempre que se verifiquen las flechas máximas, las tensiones normales límite y se evalúe el riesgo de aparición de vibraciones excesivas en la losa. El aumento del espesor de la losa implica una reducción de las flechas, así como de las tensiones normales de tracción, llevándolas a niveles de proyecto recomendados por las normas. Un mayor espesor de losa también contribuye a una mayor excentricidad de los cables de postensado, mejorando así el balanceo de las cargas y el efecto de la postensión.

En este artículo se presentó únicamente el análisis de la losa del segundo nivel, sin embargo, la situación observada se repitió en los demás niveles de la edificación.

Fue posible verificar que, en algunas regiones de las losas, las tensiones normales (ELS-F) superan el límite normativo de tracción de 3,37 MPa, con valores considerablemente elevados. Esa condición fue corroborada por las fisuras observadas en la obra, tanto en las caras superior como inferior de las losas. Los análisis también indicaron que, para el ELU-ATO, los valores máximos de tensión (tracción y compresión) quedaron por debajo de los límites establecidos por la normativa.

Con relación a las armaduras pasivas positiva y negativa, el análisis permitió concluir que: las armaduras positivas indicadas en el proyecto estructural para las diferentes losas eran insuficientes en todas las regiones. De igual forma, el resultado del análisis estructural mostró que no fue posible dimensionar una configuración de armadura negativa adecuada, considerando el espesor de losa adoptado en el proyecto estructural.

El análisis estructural respecto al efecto de punzonamiento y colapso progresivo indicó que el proyecto estructural cumplía con las prescripciones normativas en la gran mayoría de las uniones viga-pilar. En el segundo nivel, para dos pilares, el análisis señaló la necesidad de un incremento del 12 % en el refuerzo contra colapso progresivo.

A partir de los hallazgos obtenidos en los análisis de la estructura y del proyecto estructural original,

se desarrolló y ejecutó el proyecto de refuerzo de la edificación. Dicho proyecto combinó diversas estrategias, como el uso de mantas de fibra de carbono adheridas a las losas, láminas insertadas de fibra de carbono (*cut in*), postensado externo con cables engrasados no adherentes y adición de vigas metálicas cerchadas postesadas. Las cerchas metálicas y el postensado externo también fueron utilizados con el objetivo de revertir parcialmente los desplazamientos observados en las losas.

Tras la finalización de los trabajos de ejecución del refuerzo, se realizaron pruebas de carga en la estructura con el objetivo de evaluar y validar el desempeño de la misma luego de la recuperación. La Parte II de este artículo presenta la descripción detallada de las técnicas de refuerzo utilizadas y la evaluación del desempeño de la estructura recuperada.

7. REFERENCIAS

- Aalami, B. O. (1990), *Load Balancing: A Comprehensive Solution to Post - Tensioning*. ACI Structural Journal: 662-670.
- Aalami, B. O. (2000), *Structural Modeling of Post-Tensioned Members*. Journal of Structural Engineering, vol. 126 n° 2, pp. 157-162.
- Aalami, B. O., Bommer, A. (1999), *“Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors”*. Post-Tensioning Institute (PTI), Farmington Hills, USA.
- American Concrete Institute (2019). *ACI 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI.
- American Concrete Institute (1996). *ACI 423 – Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbounded Tendons*. Committee 423. Detroit.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnica. (1980). *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2023). *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro.
- Cauduro, E. L. (2005), *“Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas”*. 2ª Edição. p109.
- Cattelan, R. A., Cielo, L., Lübeck, A., Santos Neto, A. B. (2022). *“Análise da influência da variação de excêntrica de cordoalhas engraxadas no comportamento estrutural de lajes lisas protendidas”*. Revista ALCONPAT. 11 (2), pp. 210 – 226. <https://doi.org/10.21041/ra.v12i2.570>.
- Emerick, A. A. (2005), *“Projeto e Execução de Lajes Protendidas”*. Ed. Interciência. Rio de Janeiro, Brasil, p. 191.
- Loureiro, G. J. (2006). *“Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas”*. In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. p. 1734-1755. Universidade de São Paulo – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.
- Romanichen, R. M., Souza, R. A. (2019), *Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing*. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. V. 12. N. 4, p. 812 – 831. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400006>.
- Silva, G., Prata, B., Albuquerque, A. (2018), *Análise da eficiência dos sistemas estruturais para edifícios em concreto*. Ambiente Construído. Vol. 18, n. 1, p. 313-325. <https://doi.org/10.1590/s1678-86212018000100223>.
- Silveira, M. C. A. (2002). *“Práticas de Projeto e Execução de Edificações Protendidas com Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas”*. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. 44º Congresso Brasileiro do Concr. Belo Horizonte.