Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Manifestações patológicas em uma edificação com lajes protendidas – um estudo de caso: parte I – análise da estrutura.

A. B. S. Santos Neto[1]*, A. Lübeck[2], P. J. Sarkis[3], J. M. Sarkis[3]
* Autor de Contato: almir.neto@ufsm.br
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.738

Recebido: 15/05/2024 | Correções recebidas: 22/03/2025 | Aceito: 23/04/2025 | Publicado: 01/05/2025

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 utilizada.

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

Citar como: Santos Neto, A. B. S., Lübeck, A., Sarkis, P. J., Sarkis, J. M. (2025), "*Manifestações patológicas em uma edificação com lajes protendidas – um estudo de caso: parte I – análise da estrutura*", Revista ALCONPAT, 15 (2), pp. 123 – 140, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v15i2.738

[1] Programa de Pós-Graduação em Arquitetura, Urbanismo e Paisagismo, Universidade Federal de Santa Maria, Brasil.
[2] Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Brasil.
[3] Sarkis Engenharia Estrutural, Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil.

Contribuição de cada autor
Neste trabalho, o autor Santos Neto contribuiu com a redação do trabalho, análise, discussão dos resultados, conclusões e revisão do manuscrito. O autor Lübeck contribuiu com a redação do trabalho, análise, discussão dos resultados, conclusões e revisão do manuscrito. Os autores Sarkis contribuíram com o estudo e análise dos reforços estruturais e discussão dos resultados.

Licença Creative Commons
Copyright (2025) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2026, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2025.

© 2025 ALCONPAT Internacional

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 the use of prestressed buildings often results in highly complex projects and non-trivial considerations in the engineer's daily work. This work aims to present a case study of a commercial building constructed in Rio Grande do Sul, consisting of prestressed concrete flat slabs with unbonded tendons, where pathological manifestations occurred even during the construction phase, such as excessive deflections, cracks in the prestressed slabs, and some partial ruptures of structural elements. The work presents the pathological manifestations at the building and the structural analysis, as well as a succinct presentation of the reinforcement techniques used.

Keywords: prestressed concrete flat slab; unbonded tendons; non-adherent post-tensioning; pathological manifestations in concrete structures.

Manifestaciones patológicas en una edificación con losas pretensadas - un estudio de caso: parte I - análisis de la estructura.

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo presentar un estudio de caso de un edificio comercial construido en Rio Grande do Sul, compuesto por losas lisas pretensadas con cables engrasados, donde se produjeron manifestaciones patológicas incluso durante la fase de construcción, como deflexiones excesivas, grietas en las losas pretensadas y algunas rupturas parciales de elementos estructurales. El artículo presenta las manifestaciones patológicas encontradas en el análisis estructural, así como una presentación sucinta de las técnicas de refuerzo utilizadas. Las losas lisas pretensadas con cables engrasados son ampliamente utilizadas en Brasil debido a sus ventajas. Sin embargo, la complejidad alcanzada con el uso de edificaciones pretensadas a menudo resulta en proyectos altamente complejos y consideraciones no triviales en el trabajo diario del ingeniero.

Palabras clave: losa lisa pretensada; cables engrasados; post-tensado no adherente; manifestaciones patológicas en estructuras de concreto.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

As lajes lisas protendidas, com pós-tração não aderente, têm sido cada vez mais utilizadas no Brasil, devido ao aumento da quantidade de empresas que dispõem dos equipamentos necessários e executam os serviços envolvidos e também do desenvolvimento de softwares que facilitam o processo de dimensionamento e projeto. Segundo (Cauduro, 2005), no Brasil, o primeiro registro de uso desse tipo de laje data de 1997, ou seja, a utilização do sistema no país tem pouco mais de 25 anos.

Ao longo desses anos a crescente utilização do concreto protendido no mundo permitiu a constatação que esse sistema estrutural apresenta grande praticidade de execução, além de permitir uma maior flexibilização da arquitetura. (Aalami, 2000) complementa que a produção de aços de alta resistência, em conjunto com o desenvolvimento de softwares específicos e acessíveis técnica e financeiramente para o dimensionamento dessas estruturas, provocaram avanços significativos na aplicação efetiva da protensão na Construção Civil.

A protensão apresenta também melhorias no desempenho com relação ao Estado Limite de Serviço (ELS) e na segurança das estruturas, com ênfase na durabilidade do concreto, pois a ausência ou redução da presença de fissuração promove uma maior proteção das armaduras, dificultando o aparecimento do fenômeno da corrosão.

Contudo, a complexidade e arrojo alcançados com o emprego de estruturas protendidas muitas vezes resultam em projetos de elevada complexidade e com considerações não triviais do dia a dia do engenheiro. Da mesma forma, a execução da estrutura pode exigir um elevado grau de especialização. Assim, ao mesmo tempo que cresce o número de edificações que adotam o sistema protendido com cordoalhas não aderentes, há a tendência de aumentar a incidência de ocorrências de manifestações patológicas. Contudo, ainda são raros os relatos desse tipo de situação.

As lajes lisas com protensão não aderente (cordoalhas engraxadas) apresentam cordoalhas dispostas, em sua grande maioria, com traçados em formato parabólico resultando, portanto, em excentricidades em relação ao centro laje, que elevam a eficiência das forças aplicadas pelos cabos, aumentando também a capacidade de balanceamento das cargas. Este conceito tem como princípio básico propiciar que as cargas verticais equivalentes da protensão equilibrem uma parte dos carregamentos permanentes atuantes, permanecendo a laje, para esse nível de carga, submetida apenas a tensões de compressão (Silveira, 2002; Aalami, 1990; Aalami and Bommer, 1999).

Assim, é importante que a montagem das cordoalhas seja o mais distante da linha neutra da laje, respeitados os cobrimentos de projeto. Pois um posicionamento vertical equivocado pode ocasionar o surgimento de manifestações patológicas, flechas diferentes das previstas em projeto ou, até mesmo, em casos mais extremos, o colapso da estrutura (Silva et al., 2018; Aalami and Bommer, 1999; Romanichen and Souza, 2019; Cattelan et al., 2022). Além disso, estruturas muito esbeltas não permitem um posicionamento vertical de cabo capaz de balancear de maneira eficiente os carregamentos impostos da estrutura. Estas condições podem gerar manifestações patológicas nas lajes lisas, como flechas excessivas e o aparecimento de fissuras.

Este trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso sobre uma edificação comercial, constituída por lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas, com vigas de borda, no qual ocorreram manifestações patológicas graves, ainda na fase de construção, tais como flechas excessivas, fissuras nas lajes protendidas e rupturas parciais. São tratados neste trabalho a descrição das manifestações patológicas encontradas, a análise da estrutura, bem como a descrição sucinta das soluções utilizadas para o reforço da estrutura.

2. ESTUDO DE CASO

2.1 Metodologia de Investigação

Por solicitação dos proprietários, foi realizada a vistoria e avaliação das manifestações patológicas da edificação, com o intuito de estabelecer as causas e possíveis técnicas de recuperação e reforço. Durante o processo de avaliação a obra permaneceu paralisada e a estrutura parcialmente escorada. Além do levantamento e análise das manifestações patológicas, foi realizado também o recálculo da estrutura, considerando as dimensões, materiais e demais especificações constantes no projeto estrutural original e dados levantados durante as vistorias e investigações. A análise técnica do projeto estrutural apontou a necessidade da realização de reforço na edificação.

2.2 Anamnese

A edificação avaliada é de fim comercial e constituída por um pavimento de subsolo semienterrado (vagas de estacionamento, depósitos, vestiários, reservatório de água e almoxarifado), pavimento térreo destinado ao atendimento do público (hall/recepção, auditório, área comercial, sanitários, copa e outras utilidades), 2º e 3° pavimentos de escritórios (sala de reuniões, sala de treinamento de pessoal, saguão/*coffee break*, espaço gourmet, sanitários, área externa dividida em cobertura verde e outra área com acesso restrito do público), pavimento de cobertura sem acesso público (laje e reservatório superior), além do nível do topo das lajes dos reservatórios (laje impermeabilizada). Sendo, portanto, 6 níveis de pavimentos (pisos) e área total edificada de 5.697,00 m^2. Na Figura 1 apresenta-se um corte esquemático com a nomenclatura de cada pavimento e na Figura 2 apresenta-se a sobreposição das plantas baixas do segundo (cor cinza) e terceiro pavimentos (cor laranja). Percebe-se que a partir do terceiro pavimento há uma diminuição nas dimensões da edificação. As lajes expostas no segundo pavimento estão previstas para funcionarem como terraços, com acesso ao público. Na direção horizontal, em planta, a edificação tem um comprimento total de 61,15 m, enquanto na vertical são 53,72 m. No terceiro pavimento e superiores, as dimensões diminuem para 48,48 m na horizontal e 29,70 m na vertical. Não há juntas de dilatação/dessolidarização na estrutura.

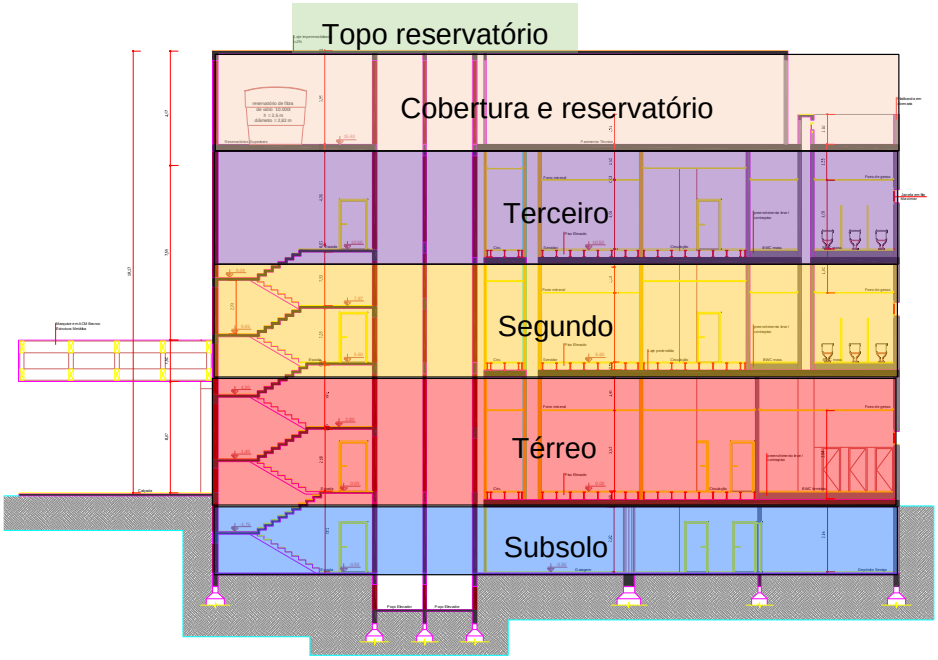


Figura 1. Corte esquemático com indicação dos pavimentos.

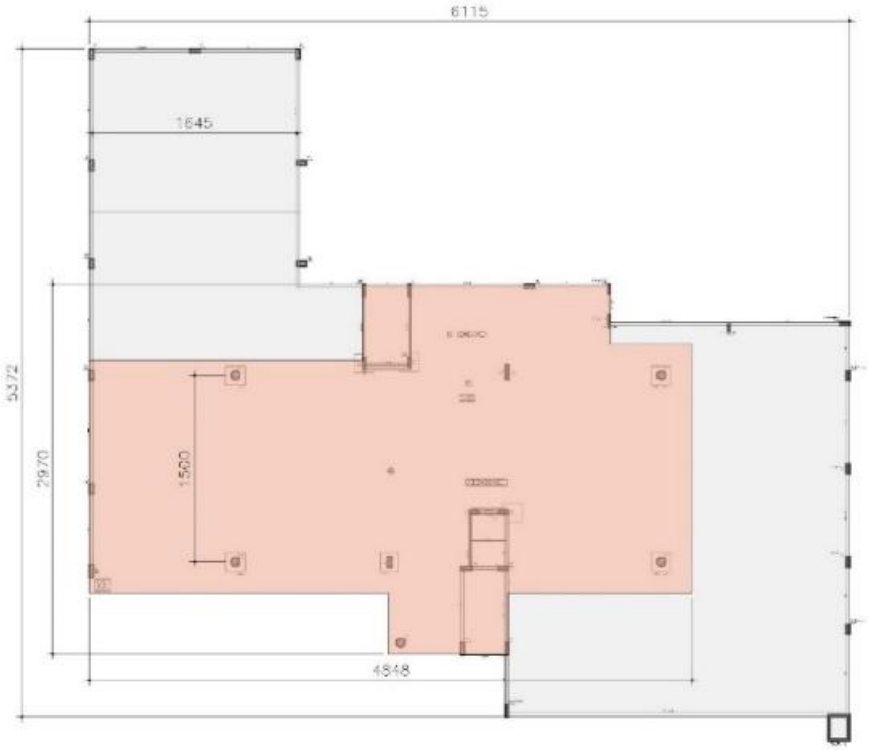
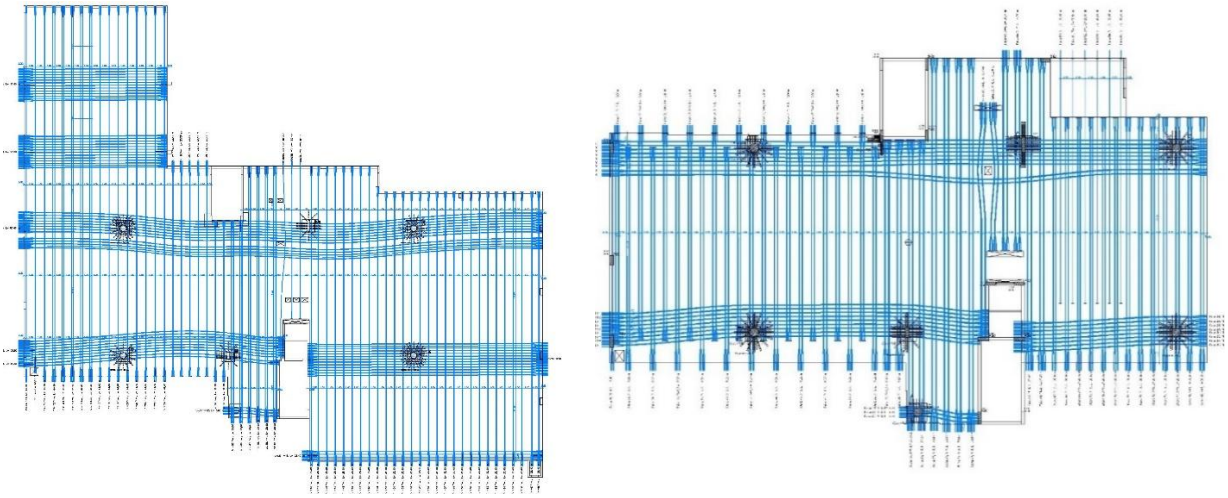


Figura 2. Sobreposição das plantas do 2° e 3° pavimentos (medidas em centímetros).

O projeto estrutural deveria ter sido desenvolvido de acordo com as prescrições da (ABNT NBR 6118, 2014), norma vigente à época da elaboração do projeto. O sistema estrutural pode ser descrito em sua tipologia como sendo de lajes lisas protendidas, com balanços externos e poucas vigas de contorno e capitéis em alguns dos pilares internos (neste caso, a laje recebe a denominação de laje cogumelo). As vigas, em sua maioria são em concreto armado e uma em concreto protendido, enquanto todas as lajes são em concreto protendido, com exceção da laje de cobertura dos reservatórios que é em concreto armado.

As lajes protendidas apresentavam 25 cm de espessura em todos os pavimentos, com exceção da laje de topo dos reservatórios, que foi projetada como armada e com espessura de 15 cm, sendo utilizado concreto classe C35 (f_{ck} = 35 MPa) em toda a estrutura. Nas lajes protendidas, os vãos típicos são da ordem de 15 m, chegando a 16,45 m na laje de cobertura do auditório (2° pavimento). De acordo com o projeto estrutural, os cobrimentos adotados nas lajes foram de 1,5 cm para a armadura passiva e 3,0 cm para a armadura ativa. Foram utilizadas para a protensão da laje, cordoalhas engraxadas de 12,7 mm de diâmetro e aço do tipo CP 190 RB (f_{ptk} = 1900 MPa). No caso das armaduras passivas foram adotados aços da classe CA-50 (f_{yk} = 500 MPa) e CA-60 (f_{yk} = 600 MPa).

Os cabos de protensão foram concentrados em uma direção e distribuídos na outra. Na Figura 3(a) é apresentada a configuração dos cabos no segundo pavimento. Essa configuração é semelhante à usada na laje do térreo. Enquanto na Figura 3(b) é mostrada a configuração dos cabos utilizada no terceiro pavimento, sendo semelhante à usada na cobertura.



(a) (b)

Figura 3. Disposição dos cabos de protensão: (a) Cabos do 2° pavimento; e (b) Cabos do 3° pavimento.

3. LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

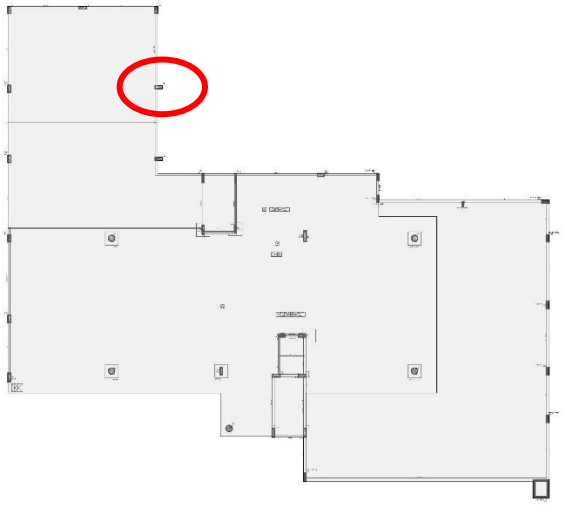
Ainda na fase de obra foram constatadas algumas manifestações patológicas, como flechas excessivas, fissuração nas lajes, vigas e pilares, além de rupturas pontuais.

Na Figura 4 é apresentada uma vista superior da laje de cobertura do auditório, onde percebe-se o empoçamento de água da chuva. As deformações excessivas dessa laje tiveram início logo depois a retirada do escoramento. Durante a vistoria, a flecha medida foi de 14 cm no centro da laje, para um vão livre de 16,45 m. Na Figura 5 mostra-se a vista inferior desta mesma laje já re-escorada devido às deformações excessivas apresentadas.

Figura 4. Acúmulo de água sobre a laje de cobertura do auditório.

Figura 5. Vista inferior da laje de cobertura do auditório.

A movimentação da estrutura (laje e vigas), no segundo pavimento, na mesma região do palco do auditório, provocou um descolamento parcial na ligação pilar-viga de contorno, resultando na ruptura da ligação viga-pilar, como mostrado na Figura 6.



(c)

(a)

(b)

Figura 6. (a) Ruptura localizada na ligação viga-pilar; (b) Pilar onde ocorreu essa ruptura; (c) indicação em planta do pilar onde ocorreu a ruptura.

É possível que o deslocamento excessivo da laje do teto do auditório, que movimentou também a viga de contorno, "puxando-a para dentro" tenha sido o motivo deste descolamento do concreto na região da viga de contorno e o pilar de apoio. O deslocamento excessivo da laje produziu um esforço horizontal no apoio, não previsto no dimensionamento, rompendo a ligação.
Ainda no segundo pavimento, na laje de cobertura da região de atendimento ao público, também foi observada uma flecha excessiva, da ordem de 10 cm, e intensa fissuração, tanto nas faces superior e inferior no meio do vão, quanto junto às vigas de extremidade. Nas bordas, região de ancoragem da protensão, percebeu-se fissuração e "enrugamento" do concreto, ver Figura 7.

(a) (b)

Figura 7. Acúmulo de água devido à deformação da laje; (b) Enrugamento e fissuração na região próxima aos pilares e da ancoragem na borda da laje.

Na laje de cobertura (teto do terceiro pavimento) também foi observado um quadro de fissuração bastante intenso, principalmente na região sobre os pilares, conforme mostra a Figura 8.

(a) (b)

Figura 8. (a) Fissuras na laje de cobertura; (b) Mapeamento das fissuras.

As manifestações patológicas indicadas nas Figuras 7 e 8 têm, aparentemente, causas semelhantes. A falta de rigidez da laje protendida, resultou em elevadas deformações, com giros e plastificação nas bordas. Ao longo do vão, a elevada deformação provocou fissuração mapeada na face superior e fissuras de grandes aberturas na face inferior. Nas extremidades, as fissuras são paralelas às vigas de contorno.

Além dessas deformações e fissuras observadas nos vãos das lajes, foram identificadas também fissuras na face superior das lajes junto aos pilares circulares no segundo, terceiro e pavimento de cobertura. O panorama de fissuração acompanhava a disposição regular das armaduras, com deformação e "enrugamento" do concreto. No terceiro pavimento e na cobertura, além dessa malha regular de fissuras, havia fissuras radiais no entorno dos pilares. Essa disposição de fissuras e deformações indicam falha por uma combinação de momentos negativos que tracionam a face superior da laje e punção. Destaca-se que o projeto estrutural analisado apresentava uma armadura negativa sobre os pilares, muito aquém da demandada.

4. AVALIAÇÃO TÉCNICA DO PROJETO ESTRUTURAL

4.1 Avaliação Inicial

Como uma primeira observação do projeto estrutural, procedeu-se a uma análise e comparação da espessura (altura) e tipologia da laje adotada com a literatura e algumas normalizações.

A norma americana (ACI 318, 2019) recomenda esbeltezas de $L/h \leq 42$ para lajes de piso e $L/h \leq 48$ para lajes de cobertura. Segundo as recomendações do *PTI Post-Tensioning Institute*, a relação vão/espessura (esbeltez) deve ser: $40 \leq L/h \leq 45$, para lajes de piso; e $45 \leq L/h \leq 48$, para lajes de cobertura.

O (ACI 423,1996) recomenda para lajes lisas protendidas que a esbeltez deve ser: $40 \leq L/h \leq 45$, para lajes de piso; e $45 \leq L/h \leq 48$, para lajes de cobertura. A normalização não impede que sejam adotadas espessuras menores, desde que sejam verificados as flechas máximas e o risco de ocorrência de vibrações excessivas na laje.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 recomenda uma espessura mínima de 16 cm para lajes lisas. Cabe-se destacar que embora a (ABNT NBR 6118, 2014) não faça referência a índices de esbeltez das lajes lisas protendidas, a mesma, estabelece valores limites para as flechas da laje.

Emerick (2005) recomenda uma espessura mínima, para lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas, de 24 cm, para vãos livres de 10 m à 11 m. Loureiro (2006) apresenta que lajes lisas são bastante vantajosas dos pontos de vista estético, funcional e construtivo, sendo recomendadas para vãos até 8,00 m. O autor ainda explica que para resolver o problema da punção, ou mesmo, vencer grandes vãos, de até 12,00 m, deve-se recorrer ao uso de capitéis.

Ainda, conforme Loureiro (2006), para vãos maiores, da ordem de 13,0 m, é econômico utilizar lajes nervuradas protendidas, com regiões maciças de concreto no entorno dos pilares para resistir aos momentos fletores negativos e os efeitos da punção.

De acordo com o projeto estrutural, na região de cobertura do auditório (indicada como 1 na Figura 9), o vão livre é de 16,45 m, e na região de cobertura da área de atendimento ao público (indicada como 2 na Figura 9) o vão livre teórico é de 14,90 m. O projeto estrutural adotou para as lajes protendidas uma espessura única de 25 cm em todos os pavimentos da edificação, resultando em relações de vão/espessura de até 1/65.

Com base na literatura pode-se perceber que a espessura para as lajes adotadas no projeto estrutural está abaixo do recomendado para os maiores vãos da edificação. Para tais vãos, seria recomendado espessura da ordem de 35 cm para a laje (fora da região dos capitéis). Ou mesmo, alterar a tipologia do sistema de laje lisa para laje nervurada protendida, o que reduziria significativamente o peso próprio da laje.

É importante esclarecer que a literatura não impede que sejam utilizadas espessuras menores que os valores apresentadas, desde que sejam verificados as flechas máximas, as tensões normais e tangenciais limites, e avaliado também o risco de ocorrência de vibrações excessivas na laje.

4.2 Durabilidade, Concreto e Cobrimentos das Armaduras

A edificação foi construída em ambiente urbano, em uma cidade no interior do Rio Grande do Sul. O enquadramento quanto à agressividade do ambiente, segundo a (ABNT NBR 6118, 2014), norma vigente à época do desenvolvimento do projeto estrutural, seria CAA II (Classe de Agressividade Ambiental II), no entanto, no projeto foi adotada a classe CAA I, prevista para construções em ambiente rural. Esse enquadramento mais brando resulta em menor espessura para a camada de cobrimento das armaduras, maior relação água/aglomerante limite e menor resistência à compressão característica do concreto.

A resistência à compressão do concreto (f_{ck}) especificada no projeto da superestrutura, lajes, vigas e pilares, foi de 35 MPa, que atende à CAA II. Já em relação a espessura da camada de cobrimento do aço, para proteção das armaduras passivas positivas das lajes, não foi atendido o critério normativo pois, foi especificada a espessura de 15 mm e o mínimo exigido seria de 20 mm. Para as armaduras ativas, a espessura de 25 mm especificada também não atende as exigências de norma. Durante a vistoria e procedimentos de avaliação constatou-se que havia muitos cabos de protensão e armaduras passivas com cobrimentos menores que o especificado em projeto, indicando um controle executivo deficitário.

4.3 Carregamentos Adotados no Projeto Estrutural

Os projetos da edificação iniciaram antes da vigência da atual (ABNT NBR 6120, 2019). Assim, adotou-se na análise as especificações da versão anterior, ou seja, a (ABNT NBR 6120, 1980), para definição dos carregamentos. Dentre os principais apontamentos observados, com relação aos carregamentos utilizados no projeto estrutural pode-se citar que:

a) As cargas permanentes adotadas no projeto estrutural, aparentemente, não contemplam os pesos dos enchimentos de piso dos banheiros, terraços e área verde externa. No projeto arquitetônico esses enchimentos estavam previstos, mas não foram considerados. Mediu-se o peso desses enchimentos e chegou-se a mais de 4,0 kN/m² em algumas regiões, em especial na região da plateia do auditório;

b) Não se encontrou nos documentos do projeto estrutural a composição do peso do palco do auditório, composto por blocos de alvenaria estrutural, laje pré-fabricada com blocos de EPS e vigotas de concreto e camada de regularização em argamassa. Aparentemente essa carga não foi contemplada;

c) Não havia menção nos documentos do projeto em relação à consideração de carregamentos devido à retração do concreto, nem foi especificada a necessidade de adoção de técnicas construtivas que minimizem esse efeito. Também não se encontrou informação em relação à consideração de carregamentos devido a variações térmicas;

d) Não havia menção quanto às sobrecargas de uso adotadas em cada região. Como existem auditórios e área de concentração de público, além de terraços acessíveis, os valores a serem considerados eram elevados.

4.4 Análise Estrutural da Edificação

A análise estrutural compreendeu o estudo da edificação de diferentes metodologias e softwares. A análise dos pavimentos protendidos foi realizada por pavimentos isolados, usando o software Adapt Floor Pro 2018. A laje foi modelada utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), com elementos de casca, sendo a dimensão dos elementos limitada em no máximo 30 cm. O programa gerou automaticamente a malha das lajes. A verificação dos demais elementos (pilares e vigas) e

comportamento global foi realizada através de modelos de barras no software AltoQi Eberick V21. A análise refinada de ações térmicas e de retração foi realizada através de uma análise do pórtico espacial em elementos finitos no software SAP 2000 V18.

A estrutura analisada seguiu todas as disposições indicadas nos documentos recebidos do projeto estrutural original, com dimensões dos elementos, armaduras ativas e traçados de cabos e cobrimentos das armaduras. A resistência e módulo de elasticidade do concreto foi determinada a partir de uma campanha de ensaios destrutivos e não destrutivos como extração de testemunhos e determinação da dureza superficial do concreto por esclerômetro de reflexão.

Entretanto não foi possível utilizar os mesmos carregamentos adotados no projeto estrutural original, pois considera-se que os mesmos não representavam em sua totalidade a composição indicada no projeto arquitetônico e confirmadas *in loco*. As cargas adotadas foram, portanto, corrigidas conforme as considerações apontadas no item 4.3 deste artigo.

Para o dimensionamento da laje foi considerada protensão limitada, devendo ser atendida para lajes lisas e cogumelo protendidas a condição do estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F), conforme o item 13.4.2 da (ABNT NBR 6118, 2014). O ELS-F é definido como o estado em que inicia a formação de fissuras no concreto. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal é igual a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$ – resistência do concreto à tração na flexão).

Adotou-se nas análises, cimento do tipo CPV-ARI (mesmo cimento utilizado na obra), protensão realizada aos 10 dias de idade do concreto e resistência do concreto definida em projeto f_{ck} = 35 MPa.

Assim, a tensão máxima de tração no concreto - ELS-F (t_∞) é calculada pela equação:

$$\sigma_{max} \leq \alpha \,.\, f_{ctk,inf} = 1{,}5 \,.\, 0{,}7.0{,}3.\sqrt[3]{35^2} = 3{,}37\ MPa$$

É importante esclarecer que o estado limite de serviço de compressão excessiva (ELS-CE), isto é, o estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido, é usual apenas no concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão. Ou seja, a (ABNT NBR 6118, 2014) não estabelece um valor limite para a tensão máxima de compressão no concreto, quando da estrutura em serviço.

Verificou-se também o Estado-limite último, conforme as hipóteses descritas no item 17.2.3 da (ABNT NBR 6118, 2014). Admitiu-se nas análises a verificação simplificada do ELU-ATO, conforme o item 17.2.4.3.2 da referida norma, desde que respeitadas as seguintes condições:

a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de γ_p = 1,1 e γ_f = 1,0, não pode ultrapassar 70 % da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão;

b) a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado.

Assim, as tensões máximas de compressão e tração no concreto – ELU-ATO (t_o), calculadas de acordo com o item 12.3.3 da (ABNT NBR 6118, 2014), são dadas por:

- Condição de tensão máxima de compressão no concreto:

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

- Condição de tensão máxima de tração no concreto:

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

Assim, considerando as prescrições da (ABNT NBR 6118, 2014) foram obtidas as tensões normais limites de tração e compressão no concreto, para as lajes da edificação.
Com relação aos deslocamentos verticais (flechas) verificados nas análises, os valores limites para as lajes são os estabelecidos na (ABNT NBR 6118, 2014). Para verificação desses limites, levando em consideração a majoração das deformações diferidas no tempo, foi adotado o critério recomendado no (ACI 318, 2019). Esta norma estabelece um fator de multiplicação, para levar em consideração os efeitos da retração e deformação lenta do concreto no cálculo das flechas diferidas no tempo, $\varphi = 2{,}0$, aplicado na combinação de serviço quase-permanente (CQP).
Ressalta-se que esta combinação, para a estrutura protendida em análise, pode subestimar as flechas, visto que o dimensionamento é feito para a protensão limitada, onde deve-se atender ao estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F), isto é, prevê-se que não há formação de fissuras na estrutura. Como é apresentado nas análises, os resultados encontrados indicam que a estrutura apresenta fissuração (situação confirmada *in loco*). Assim, as deformações na estrutura tendem a ser maiores do que os valores encontrados nas análises para as combinações testadas, visto que a fissuração diminui a rigidez dos elementos.
Dadas as dimensões da estrutura analisada, neste artigo é apresentada apenas as considerações para a laje do 2º pavimento. Optou-se por apresentar esta laje, pois esta é referente ao pavimento do teto do auditório, que possui o maior vão livre da estrutura. De maneira simplificada, são mostradas as respostas das análises das flechas e as tensões normais na laje deste pavimento. Nos demais pavimentos foram encontradas respostas similares para as flechas e tensões.
Os valores dos deslocamentos verticais, encontrados nas análises, foram comparados com os limites estabelecidos da (ABNT NBR 6118, 2014). As análises são feitas nas regiões mais críticas, de maiores deslocamentos e maiores vãos livres entre pilares. O mesmo foi feito para a análise das tensões normais máximas e mínimas, comparadas com os limites estabelecidos na referida norma.

4.4.1 Laje do Segundo Pavimento

a) Deslocamentos Verticais (Flechas)

Na Figura 9 são apresentados, em vista superior, as curvas de isovalores para os deslocamentos diferidos no tempo da laje.

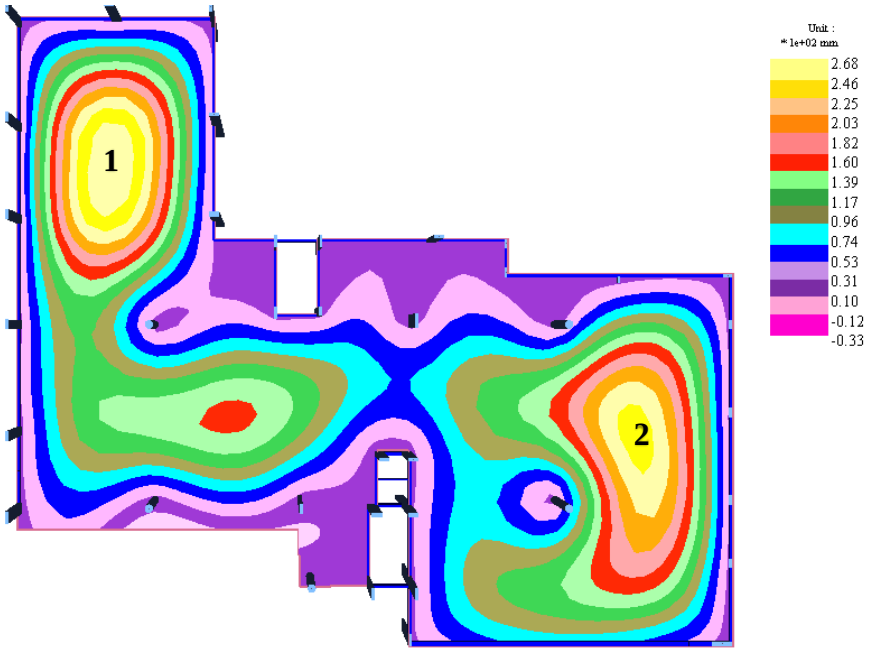


Figura 9. Curvas de isovalores para os deslocamentos diferidos no tempo do 2º pavimento (valores em mm).

De acordo com a Figura 9 percebe-se que a região de cobertura do auditório (indicada como 1), com vão livre de 16,45 m, resultou em uma flecha diferida no tempo máxima da ordem de 26,8 cm. O limite estabelecido pela (ABNT NBR 6118, 2014), para a aceitabilidade sensorial (deslocamentos visíveis) dado por, vão/250 resulta 1645/250 = 6,58 cm. Assim, nessa região a flecha obtida nas análises está consideravelmente acima do limite normativo. Embora o valor encontrado na análise pareça elevado, é importante ressaltar que esta é a laje indicada na Figura 4, na qual, ainda durante a construção, apenas com a atuação do seu peso próprio, já apresentava uma flecha de 14 cm.

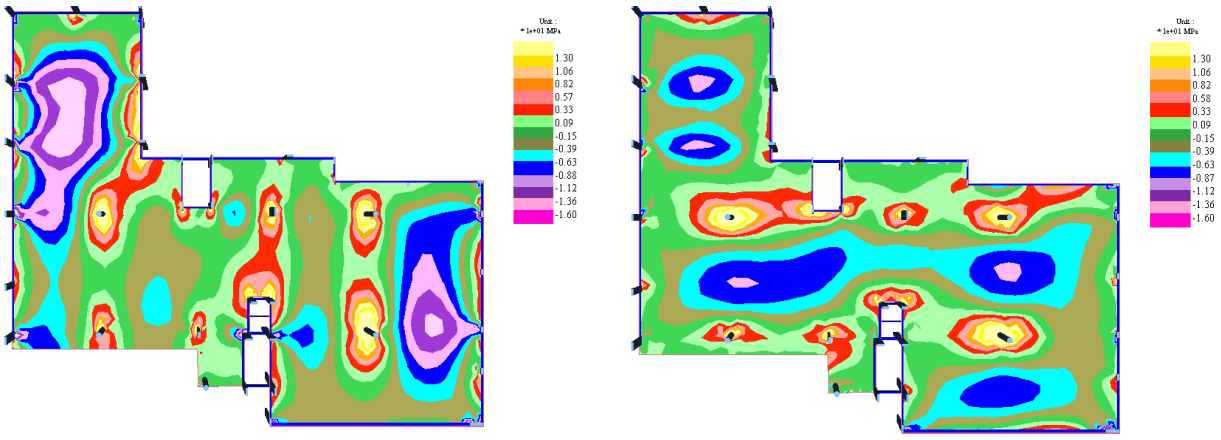
Na região de cobertura da área de atendimento ao público (indicada como 2) o vão livre teórico é de 14,90 m e a flecha diferida no tempo resultou valores da ordem de 26,8 cm. O limite estabelecido, em função do vão teórico para a aceitabilidade sensorial (deslocamentos visíveis), é 1490/250 = 5,96 cm. Assim, nessa região a flecha obtida está, também, acima do limite normativo.

b) Tensões Normais Limites

Na Figura 10 são mostradas as tensões normais, na face superior da laje, para a combinação frequente de carregamento, nas direções x e y, respectivamente. As tensões normais na face inferior da laje, para a mesma combinação e direções, são mostradas na Figura 11, respectivamente.

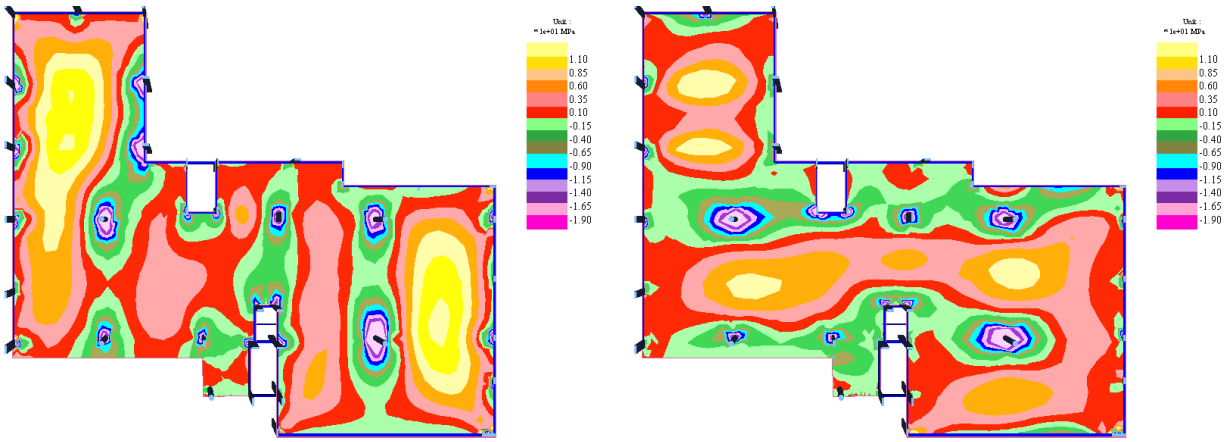
Da análise decorre que as tensões de tração na face inferior da laje são da ordem de 10,0 MPa na região da laje de cobertura do auditório e 8,0 MPa na região da laje de cobertura do atendimento ao público. As análises mostram também tensões de tração da ordem de 10 MPa na face inferior da viga.

Na face superior da laje foram encontradas tensões máximas de tração da ordem de 9,0 a 12 MPa na região dos pilares à direita do auditório; na região dos pilares da área de atendimento as tensões de tração são da ordem 8 e 12 MPa. Essas tensões normais de tração na face superior da laje também são condizentes com as fissuras observadas naquelas regiões.



(a) (b)

Figura 10. (a) Tensões normais (em MPa) na face superior da laje, direção x; (b) Tensões normais na face superior da laje, direção y.



(a) (b)

Figura 11. (a) Tensões normais (em MPa) na face inferior da laje, direção x; (b) Tensões normais na face inferior da laje, direção y.

Assim, pode-se verificar que em algumas regiões da laje, tanto na face superior como na face inferior, as tensões normais ultrapassam o limite de tração de 3,37 MPa, indicando que a resistência à tração do concreto foi ultrapassada. Tal situação foi corroborada pelas fissuras observadas na obra, tanto na face superior, como inferior.
As verificações para o ELU-ATO indicaram que os valores máximos de tensões (tração e compressão) estavam dentro dos limites estabelecidos pela (ABNT NBR 6118, 2014).

c) Armadura Passiva Positiva
A armadura passiva positiva indicada no projeto estrutural para a laje do segundo pavimento é em tela eletro soldada Q196, com área de aço em cada direção de 1,96 cm²/m. De acordo com a análise, esta armadura passiva é insuficiente em todas as regiões da laje do segundo pavimento. Em algumas áreas do pavimento a armadura positiva máxima demandada foi de 12,5 cm²/m, muito acima do instalado.

d) Armadura Passiva Negativa
A armadura negativa passiva indicada no projeto é composta por uma malha com barras ϕ 12,5 mm a cada 15 cm (8,3 cm^2/m), disposta sobre os pilares não ligados por vigas (pilares internos).
O resultado da análise estrutural mostrou que, sobre alguns pilares, não foi possível dimensionar uma configuração de armadura passiva negativa, combinando diâmetros comerciais e espaçamentos exequíveis, considerando a espessura de 25 cm da laje e os carregamentos conforme o projeto arquitetônico. Assim, não foi possível adotar uma armadura negativa que satisfaça o dimensionamento considerando as dimensões existentes para os elementos.

4.4.2 Considerações, em Geral, nas Lajes dos Pavimentos
a) Avaliação da Punção nas Lajes e Armadura de Colapso Progressivo
As armaduras de combate à punção e colapso progressivo, apresentados nos documentos do projeto estrutural original também foram avaliadas. A análise dos efeitos de punção nas lajes e colapso progressivo seguiu as recomendações da (ABNT NBR 6118, 2014), com os esforços obtidos no software ADAPT Floor Pro 2018 e verificações realizadas com auxílio do aplicativo TQS – LPUNC.
Foram adotados no projeto estrutural original estribos verticais simples como armaduras de punção. Essas armaduras tinham diâmetros de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm. Pode-se afirmar que a tipologia de armadura adotada no projeto (estribos verticais), bem como, os diâmetros utilizados estão de

acordo com as prescrições da normalização nacional que prevê que o diâmetro das armaduras não pode superar 1/20 da espessura da laje (item 20.4 da ABNT NBR 6118, 2014).
De uma maneira geral, para o pavimento térreo, o dimensionamento relativo à punção e colapso progressivo avaliado no projeto estrutural original apresentava-se de acordo com as prescrições da (ABNT NBR 6118, 2014). Por outro lado, para o segundo pavimento a análise indicou, para dois pilares, uma necessidade de acréscimo de armadura de colapso progressivo da ordem de 12%. Já o dimensionamento relativo à punção apresentava-se de acordo com as prescrições normativas.
Para o terceiro pavimento, o dimensionamento relativo ao colapso progressivo apresentava, para um dos pilares, uma necessidade de acréscimo de 25% de armadura e o dimensionamento relativo à punção apresentava-se de acordo com as prescrições da norma.
Na laje do pavimento cobertura encontrou-se o maior número de desconformidades em relação a estas verificações. Em metade das ligações laje-pilar foi observada a necessidade de acréscimo de armadura de punção, da ordem de 11%. No caso do dimensionamento ao colapso progressivo, apenas em uma ligação laje-pilar atendeu-se os critérios da norma brasileira, nos demais elementos houve necessidade de acréscimo de armadura de até 45%.

b) Armaduras de Bordo e Armadura de Reforço nos Furos/Aberturas
De acordo com o item 19.3.3.2 da (ABNT NBR 6118, 2014), nas bordas de lajes, junto às vigas de apoio, costuma-se posicionar armaduras negativas com o objetivo de atenuar uma eventual fissuração proveniente do engastamento parcial da laje nas vigas. Esta armadura não consta nos documentos recebidos e analisados do projeto estrutural. Como as lajes tenderam a sofrer grandes deformações, o giro do elemento junto aos bordos resultou em momentos negativos de elevada magnitude, mas como não havia armaduras de bordo, ocorreram fissuras no contorno dos elementos.
Já o item 20.2 da (ABNT NBR 6118, 2014) estabelece que as bordas livres e as faces das lajes maciças junto as aberturas devem ser adequadamente protegidas por armaduras transversais e longitudinais. Esta armadura também não constava no projeto estrutural original. Foram observadas fissuras nas lajes partindo das quinas das aberturas.

4.4.3 Efeitos da Retração e Temperatura na Estrutura
Os efeitos da retração do concreto e temperatura foram avaliados, utilizando o programa SAP 2000 V18. Foram aplicadas as ações de variação uniforme de temperatura de ± 15 °C. A retração foi aplicada como uma ação térmica equivalente a -30 °C, como especificado na Tabela 8.2 da (ABNT NBR 6118, 2014), considerando uma umidade relativa de 75% e um tempo t_0 de 60 dias.
Em especial nos pavimentos térreo e segundo, onde o comprimento da estrutura ultrapassa 60 m, os efeitos de temperatura e retração são significativos. Na Figura 12 apresenta-se os deslocamentos na direção x (horizontal) das lajes do pavimento térreo para a combinação de serviço considerando o peso-próprio da estrutura, a protensão e a retração, todos com valores nominais: 1,0 PP + 1,0 Prot + 1,0 Retr. Nessa situação, na região mais larga da estrutura, o deslocamento de encurtamento máximo obtido foi de 1,4 cm.

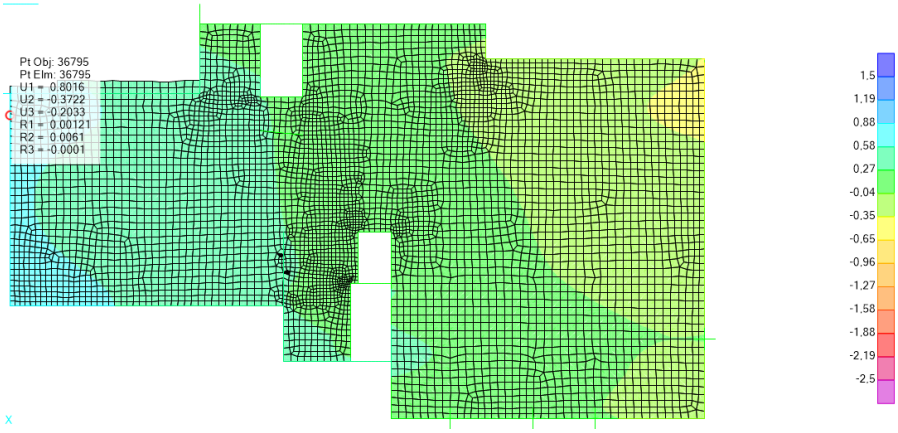


Figura 12. Deslocamentos na direção x para a combinação com retração, pavimento térreo.

No segundo pavimento, na mesma região e combinação de ações, o deslocamento horizontal na direção x (horizontal) é apresentado na Figura 13 e os deslocamentos na direção x alcançaram encurtamentos de até 1,3 cm.

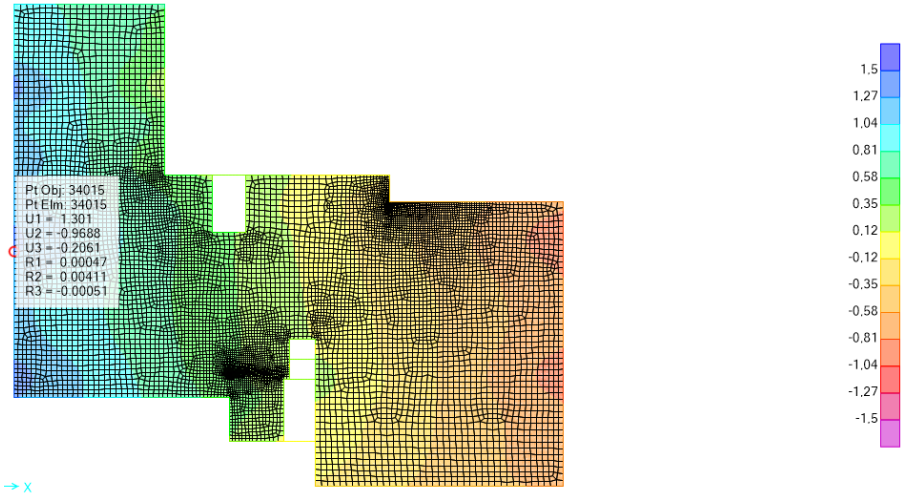


Figura 13. Deslocamentos na direção x para a combinação com retração, segundo pavimento.

A tendência de encurtamento tende a introduzir esforços horizontais na ligação das lajes com os pilares. Avaliando apenas os pilares do subsolo e térreo, percebeu-se valores elevados de esforços cortantes. Para alguns pilares foram encontrados valores solicitantes 25 % acima dos esforços resistentes.

Como observado *in loco*, existem fissuras no topo de alguns dos pilares do subsolo com configuração que sugere a retração da laje como possível causa.

Como será descrito na Parte II do artigo, os pilares afetados foram recuperados e reforçados.

5. RECUPERAÇÃO E REFORÇO DA ESTRUTURA

Além da análise das manifestações patológicas, realizou-se posteriormente o projeto de recuperação e reforço da estrutura, descritas na Parte II do artigo. Foram utilizadas diferentes estratégias combinadas de recuperação/reforço, tais como mantas e lâminas inseridas (*cut in*) de fibra de carbono, pilares e vigas metálicas, treliças metálicas protendidas, bem como, protensão externa com desviadores. Após a execução dos reforços na estrutura, realizou-se também provas de carga nas lajes da edificação para confirmar o desempenho adequado da estrutura.

De maneira geral, como estratégia de reforços, foram executadas treliças mistas de aço e concreto sob as lajes, nas regiões de cabos de protensão concentrados, com o intuito de aumentar a rigidez dessas regiões. Da mesma forma, foi executada a protensão inferior das lajes, com desviadores, de maneira a aplicar forças ascendentes sob a laje. Combinando a protensão externa com as vigas treliçadas, reestabeleceu-se o funcionamento das lajes como idealizadas no projeto, trazendo as deformações (flechas) para níveis adequados à norma (ABNT NBR 6118, 2014).

Da mesma forma que as lajes tiveram as deformações e rigidez recuperadas, foram avaliados os esforços atuantes e dimensionados os reforços em fibra de carbono. Nas faces inferiores das lajes foram adicionadas mantas de fibra de carbono coladas para suprir as armaduras passivas faltantes e, nas faces superiores, foram adicionadas fibras de carbono inseridas (*cut in*) para suprir as armaduras negativas faltantes.

Os pilares que demandaram reforço foram recuperados de maneira diferente em função da sua geometria. Os pilares redondos foram reforçados com perfis metálicos de seção Tê inseridos longitudinalmente nas faces e cintados com fibra de carbono. Já os pilares retangulares foram reforçados com cantoneiras coladas nas arestas e também cintados com fibra de carbono.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise técnica do projeto estrutural indicou inicialmente que a espessura adotada para as lajes era menor do que recomendado pela literatura e por algumas normalizações, resultando em lajes mais flexíveis do que o ideal. Ainda a própria tipologia adotada de laje cogumelo protendida poderia ser aprimorada se adotada um sistema de laje nervurada protendida, o que reduziria significativamente o peso próprio da laje, permitindo a adoção de uma espessura maior sem acréscimo de carregamentos. É importante ressaltar que não há impedimento que sejam adotadas espessuras menores que o indicado na literatura, desde que sejam verificadas as flechas máximas, as tensões normais limites e avaliado o risco de ocorrência de vibrações excessivas na laje. O aumento da espessura da laje implica em redução das flechas e também redução das tensões normais de tração, para os níveis de projeto recomendados pelas normas. A maior espessura da laje também contribui para uma maior excentricidade dos cabos de protensão, melhorando assim o balanceamento do carregamento e o efeito da protensão.

Neste artigo foi apresentada apenas a análise da laje do segundo pavimento, contudo, a situação observada se repetiu nos demais pavimentos da edificação.

Foi possível verificar que em algumas regiões das lajes, as tensões normais (ELS-F) ultrapassam o limite normativo de tração de 3,37 MPa em valores consideravelmente elevados. Esta condição foi corroborada pelas fissuras observadas na obra, tanto nas faces superior e inferior das lajes. As análises também indicaram que para o ELU-ATO os valores máximos de tensões (tração e compressão) ficaram abaixo dos limites estabelecidos pela normalização.

Com relação às armaduras passivas positiva e negativa, a análise permitiu concluir que: as armaduras positivas indicadas no projeto estrutural para as diferentes lajes eram insuficientes em todas as regiões das lajes. Da mesma maneira, o resultado da análise estrutural mostrou que não foi possível dimensionar uma configuração de armadura negativa, considerando a espessura da laje adotada no projeto estrutural.

A análise estrutural com relação ao efeito de punção e colapso progressivo indicou que projeto estrutural apresentava de acordo com as prescrições normativas na grande maioria das ligações viga-pilar. No segundo pavimento, em dois pilares, a análise indicou a necessidade de acréscimo de armadura de colapso progressivo da ordem de 12%.

A partir das constatações obtidas nas análises da estrutura e do projeto estrutural original foi realizado o projeto e execução de reforço da estrutura da edificação. O projeto de reforço combinou diferentes estratégias, como o uso de mantas de fibra de carbono colada nas lajes, lâminas de fibra

de carbono inseridas (*cut in*), protensão externa com cordoalhas engraxadas não aderentes e acréscimo de vigas metálicas treliçadas protendidas. As treliças metálicas e a protensão externa foram utilizadas com o intuito também de reverter parte dos deslocamentos observados nas lajes.
Após a finalização dos trabalhos de execução do reforço, foram realizadas provas de carga na estrutura com o intuito de avaliar e validar o desempenho da estrutura após a recuperação. A Parte II deste artigo apresenta a descrição das técnicas utilizadas para o reforço e a avaliação do desempenho da estrutura recuperada.

7. REFERÊNCIAS

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 nº 2, pp. 157-162.

Aalami, B. O., Bommer, A. (1999), *"Design Fundamntals 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.* Commitee 423. Detroid.

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). *"Analise da influência da variação de excêntricidade de cordoalhas engraxadas no comportamiento 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.