

DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES AUTOCONSTRUÍDAS – UM ESTUDO DE CASO

STRUCTURAL PERFORMANCE ANALYSE OF SELF BUILT
BUILDINGS – A CASE STUDY

Wodson Felix Araujo da Silva

wfas@discente.ifpe.edu.br

Mário José Ribeiro

marioribeiro@recife.ifpe.edu.br

RESUMO

Este artigo apresenta um estudo a respeito de edificações autoconstruídas, ou seja, edificações erigidas por mão de obra popular desprovida de conhecimento técnico formal. O objetivo do estudo foi obter mais informações a respeito do desempenho estrutural dessas edificações, através de um estudo de caso realizado em Jaboatão dos Guararapes. A edificação que foi abordada nesse estudo teve sua geometria, dimensões, armaduras e elementos levantados e sua constituição foi comparada com modelos computacionais de forma a obter os coeficientes de segurança. Constatou-se um superdimensionamento das armaduras, gerando grandes coeficientes de segurança prejudicados, entretanto, por fatores deletérios oriundos da execução sem controle tecnológico.

Palavras-chave: Autoconstrução. Concreto armado. Análise estrutural.

ABSTRACT

This article introduces a study about self-built buildings, in other words, buildings erected by popular labor without formal technical knowledge. The objective of the study was to obtain more information about the structural performance of these buildings, through a case study carried out in Jaboatão dos Guararapes. The target building of the study had its geometry, dimensions, reinforcement and elements analyzed and its constitution was compared with computational models in order to obtain the safety coefficients. An oversizing of the reinforcements was found, generating large safety coefficients, which were harmed, however, by factors arising from execution without technological control.

Keywords: Self-building. Reinforced concrete. Structural analysis.

1 INTRODUÇÃO

A cidade do Recife teve seu desenvolvimento marcado pela heterogeneidade da distribuição habitacional, com elevada incidência de moradias de baixa renda. No início dos anos 2000, estimava-se que cerca de 60% da área da RMR era ocupada por habitações pobres em assentamentos populares. De fato, as limitações econômicas impostas por políticas habitacionais ao longo dos anos anteriores orquestraram este cenário, com a parcela mais pobre da população sendo conduzida às regiões periféricas na esperança de conciliar o sonho da moradia própria com uma reduzida disponibilidade orçamentária, frequentemente abrindo mão do básico em salubridade e conforto. (CAVALCANTI, MIRANDA, *et al.*, 2016)

Estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sua utilização não seja prejudicada ao longo de sua vida útil pelas solicitações à que estarão sujeitas, definindo o conceito de desempenho em serviço (ABNT Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos 2014). No que tange à garantia dessas condições, existem diversos procedimentos de projeto, avaliação, execução e controle de qualidade que são responsáveis por assegurar o desempenho em serviço.

Os parâmetros de dimensionamento de peças de concreto armado são definidos de acordo com dois critérios básicos. O primeiro, denominado Estado Limite Último - ELU, contempla os requisitos necessários para que os materiais constituintes não excedam os limites de ruína da peça. Este critério de dimensionamento visa garantir que a estrutura, a despeito de suas deformações, literalmente se mantenha de pé, sem colapsar. Já o segundo critério está relacionado ao conforto, durabilidade e boa aparência das estruturas, o Estado Limite de Serviço - ELS, sendo notável a análise das deformações máximas das peças, que devem ser restritas à valores pré-estabelecidos (ABNT Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos 2014). Vê-se então que parcela significativa das moradias se encontra em situação de incerteza no que se refere ao desempenho estrutural: uma vez que o dimensionamento e execução dos elementos estruturais são feitos por indivíduos sem formação técnica para tal, não existem garantias do desempenho de tais estruturas frente às solicitações mais comuns.

Dentre todos os aspectos relevantes ao desempenho de uma edificação, a análise estrutural foi escolhida neste trabalho como parâmetro básico de segurança e uso. A perda de desempenho em estruturas é uma condição natural e implacável ao longo da vida útil de projeto, estando ainda sujeita a aceleração por fatores patológicos (ZUCHETTI, 2015). Essa condição de deterioração é válida mesmo para edificações corretamente projetadas e executadas, do que se infere que qualquer fator que debilite a estrutura ainda em suas idades iniciais, especialmente falhas de projeto ou execução, catalisará deteriorações ainda maiores e que atingirão a estrutura mais cedo. A consequência disso é a redução da vida útil da estrutura, além do prejuízo ao conforto e utilização.

Bairros periféricos populares e comunidades tipicamente designadas de favelas são em sua maioria fruto de moradias autoconstruídas (NOGUEIRA, 2013), sendo este o processo através do qual os moradores planejam, gerem e por vezes

executam as diversas etapas construtivas, na total ausência de corpo técnico formal. Segundo pesquisa realizada em 2015, 85% da população brasileira que já realizam algum tipo de construção ou reforma o fizeram sem o amparo de qualquer profissional tecnicamente qualificado (CAUBR, 2015). Este índice sobe para mais de 92% ao se considerar a região Nordeste isoladamente. Embora não seja normativamente regularizada, o uso de mão de obra popular, constituída em profissionais que não possuem qualquer saber técnico formal, é uma prática amplamente difundida em regiões periféricas da RMR. Assim, considerou-se válido questionar: qual é o desempenho estrutural em serviço de edificações autoconstruídas voltadas para uso residencial em comunidades periféricas da RMR?

O objetivo geral dessa pesquisa foi analisar o desempenho estrutural de uma edificação autoconstruída com base em observações *in loco* e dados obtidos com trabalhadores envolvidos, comparativamente com um modelo computacional orientado pelos textos normativos.

2 METODOLOGIA

A pesquisa teve caráter exploratório, com o foco voltado para a descoberta de novas informações sobre edificações construídas fora do escopo amparado pelos textos normativos.

Para tal avaliação, foi realizado um estudo de caso que consistiu no levantamento estrutural de uma edificação representativa do conceito localizada no bairro de Jardim Muribeca (8°09'39.6"S 34°58'09.2"W), na cidade de Jaboatão dos Guararapes, que consistiu na medição das peças estruturais e o levantamento da armadura utilizada para sua confecção. De posse desses dados, foi elaborado um modelo computacional da edificação utilizando o software SAP2000 (ROSSI e VANALLI, 2016), que foi utilizado para simular as solicitações e fornecer os dados de desempenho da estrutura que serão confrontados com os padrões estabelecidos pelos textos normativos. Especificamente no caso dos pilares, também foi utilizado o software PCALC (CARVALHAES, CARVALHAES e QUARESMA, 2020) para fornecer o coeficiente de segurança desses elementos.

Adicionalmente, também foi realizada uma avaliação visual de forma a identificar possíveis falhas de desempenho já manifestas na estrutura, se houver, e igualmente confrontá-las com o resultado obtido via recurso computacional.

De posse desse levantamento, foi possível avaliar o comportamento estrutural desse tipo de edificação, tão comum à região do estudo, possibilitando melhor compreensão das consequências que as técnicas de autoconstrução acarretam ao desempenho e vida útil das estruturas.

3 RESULTADOS E ANÁLISE

Com base no levantamento de informações, foi constatado que todos os elementos lineares da edificação possuíam a mesma seção transversal de concreto, com 20 cm de altura e 10 cm de largura e armaduras em aço CA-50. Foram estimados cobrimentos da ordem de um centímetro com base em trechos de armadura exposta, também conhecidos como bicheiras.

Na ausência de disponibilidade de métodos não destrutivos de análise da resistência do concreto, assumiu-se o valor mínimo disposto pelos textos normativos para concretos estruturais, de 20 MPa (ABNT, Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, 2015) como base para o estudo. Adicionalmente, também foram considerados dois cenários adicionais:

Primeiro cenário adicional: considerando um f_{ck} de 18 MPa correspondente a uma situação de má execução da concretagem em decorrência de possíveis falhas como por exemplo, mas não restrito a, deficiências na vibração do concreto ou relação água-cimento inapropriada.

Segundo cenário adicional: considerando um f_{ck} de 21 MPa, considerando a hipótese da existência de um indivíduo de maior experiência na execução de peças em concreto armado dentre os trabalhadores envolvidos.

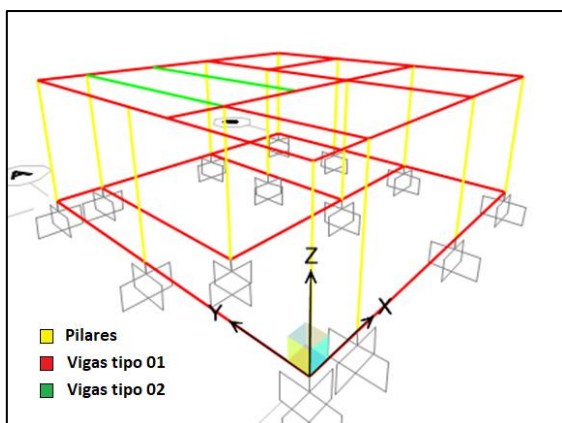
Com relação às vigas, todas utilizaram armaduras de flexão composta por duas barras paralelas de 10mm de diâmetro (área de aço de 1,57 cm²) – Vigas tipo 01 – com exceção de duas vigas (destacadas em verde na figura 1) que foram montadas com três barras de 10mm de diâmetro (2,36 cm²) – Vigas tipo 02.

Com relação aos pilares, todos utilizaram armadura de compressão composta por quatro barras de 10mm de diâmetro por face (área de aço de 3,14 cm²).

Com relação às lajes, foram utilizadas peças pré-moldadas que não fazem parte do escopo do estudo.

A figura 01 exibe o modelo estrutural conforme elaborado no SAP2000:

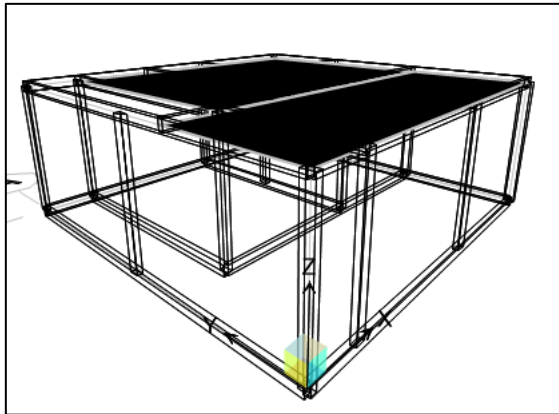
Figura 01 – Esquema estrutural linear da edificação



Fonte: Autor (2024)

Uma representação com os elementos estruturais em três dimensões pode ser observada na figura 02:

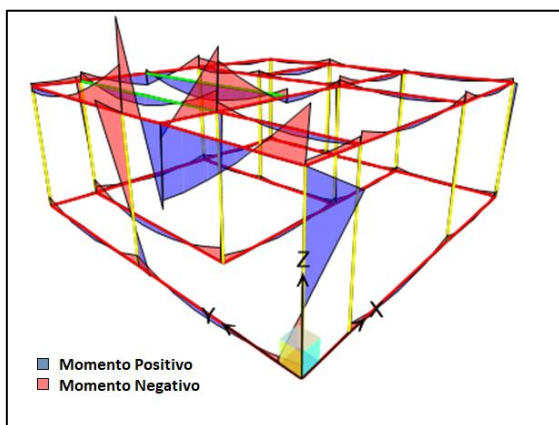
Figura 02 – Esquema estrutural da edificação com peças em três dimensões



Fonte: Autor (2024)

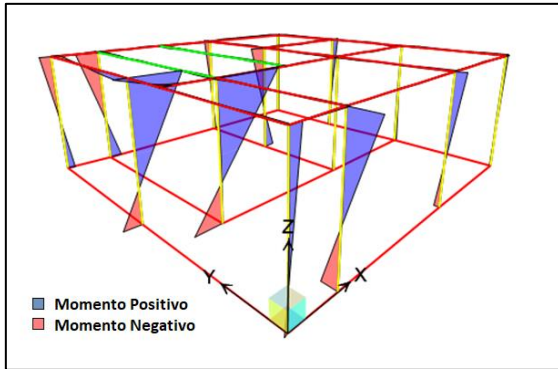
Para a avaliação dos coeficientes de segurança da estrutura real, foram gerados no modelo computacional os diagramas de momento para vigas e pilares, conforme ilustrado nas figuras 03 e 04, e de compressão para pilares conforme exibido na figura 05, com a finalidade de obter os respectivos valores máximos para esses esforços.

Figura 03 – Diagramas de momento fletor em torno do primeiro eixo dos elementos da estrutura



Fonte: Autor (2024)

Figura 04 – Diagramas de momento fletor em torno do segundo eixo dos elementos da estrutura

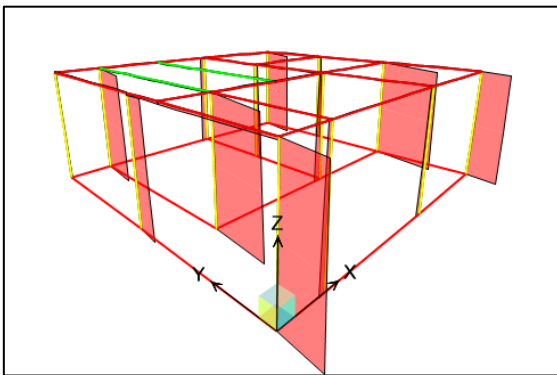


Fonte: Autor (2024)

Nas vigas, o máximo momento obtido foi de 3,7 kNm.

Nos pilares, os máximos momentos perpendiculares obtidos foram de 1,8 kNm e 0,25 kNm no topo e 0,8 kNm e 0,09 kNm na base.

Figura 05 – Diagrama de esforço normal (compressão) da estrutura



Fonte: Autor (2024)

O máximo esforço de compressão obtido foi de 30,5 kN.

De acordo com os critérios definidos pela NBR 6118, a armadura mínima exigida para as vigas seria o maior valor entre S1 e S2 definidos a seguir:

$$S1 = 0,15\%Ac = 0,0015 \cdot 20cm \cdot 10cm = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$S2 = \frac{Md}{f_{yd} \cdot z}$$

Onde Md representa o momento atuante de cálculo, definido pela multiplicação do momento máximo obtido pelo fator de majoração de 1,4, f_{yd} representa a tensão de escoamento do aço dividida por um fator de minoração de 1,15 e z representa a distância entre os pontos de aplicação das cargas equivalentes de compressão e tração na viga, obtido a partir das equações abaixo (SCHÄFFER, 2011), com d igual

à altura da viga menos o valor adotado para o cobrimento, b_w a largura da viga e f_{cd} o valor de resistência do concreto dividido pelo fator de minoração 1,4.

Abaixo, está descrito o cálculo de S_2 para o valor de $f_{ck} = 20\text{MPa}$:

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Md}{b_w \cdot d^2 \cdot 0,85f_{cd}}} \right) d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 3,7\text{kNm}}{10\text{cm} \cdot (19\text{cm})^2 \cdot 0,85 \frac{20\text{MPa}}{1,4}}} \right) \cdot 19\text{cm} = 2,4\text{cm}$$

$$z = d - \frac{y}{2} = 19\text{cm} - \frac{2,4\text{cm}}{2} = 17,8\text{cm}$$

De forma que:

$$S_2 = \frac{1,4 \cdot 3,7\text{kNm}}{\frac{500\text{MPa}}{1,15} \cdot 17,8\text{cm}} = 0,670\text{cm}^2$$

Utilizando o mesmo procedimento, os valores para as duas situações adicionais de resistência do concreto foram obtidos e dispostos na tabela 01:

Tabela 01	
fck	S2
18 MPa	0,675 cm ²
20 MPa	0,670 cm ²
21 MPa	0,667 cm ²

Fonte: Autor (2024)

Em todas as situações analisadas, tem-se que:

$$S_2 > S_1 \rightarrow A_{smin} = S_2$$

Considerando a situação mais desfavorável, que ocorre para as vigas tipo 01 onde a taxa de armadura é menor, tem-se para as vigas um coeficiente de segurança mínimo de:

$$CS_{vigas(min)} = \frac{1,57}{0,675} = 2,33$$

E um coeficiente de segurança máximo de:

$$CS_{vigas(max)} = \frac{1,57}{0,667} = 2,35$$

Na modelagem dos pilares no Pcalc, são exibidos os valores de cálculo N_d , $M_{sd,x}$ e $M_{sd,y}$, obtidos respectivamente a partir dos valores de força normal e momentos perpendiculares multiplicados pelo fator de majoração de 1,4, tanto no topo quanto na base:

$$N_d = 1,4 \cdot 30,5kN = 42,7kN$$

$$M_{sd,x}(topo) = 1,4 \cdot 1,8kNm \cong 2,5kNm$$

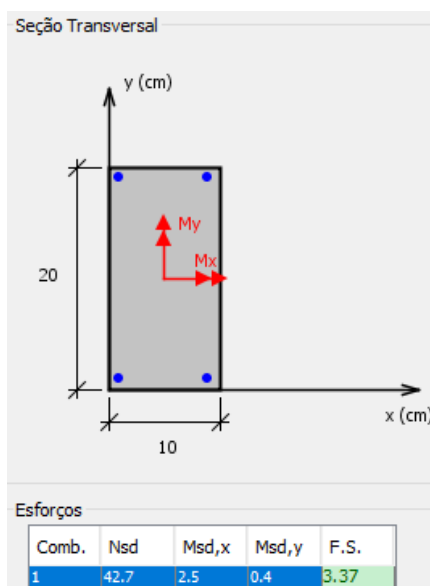
$$M_{sd,y}(topo) = 1,4 \cdot 0,25kNm \cong 0,4kNm$$

$$M_{sd,x}(base) = 1,4 \cdot 0,8kNm \cong 1,1kNm$$

$$M_{sd,y}(base) = 1,4 \cdot 0,09kNm \cong 0,1kNm$$

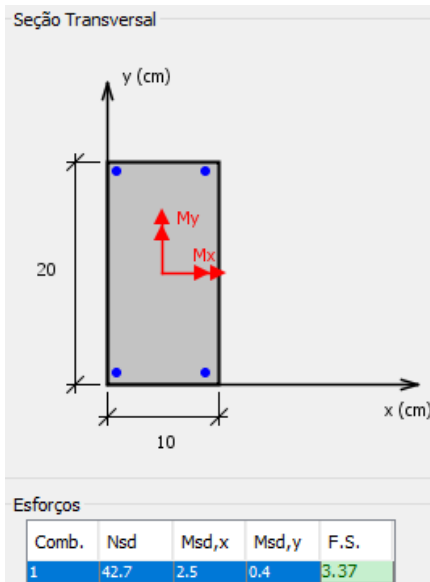
A modelagem no Pcalc, considerando os esforços no topo do pilar, forneceu os resultados exibidos nas figuras 06 a 08:

Figura 06 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para o topo do pilar e $f_{ck} = 18MPa$



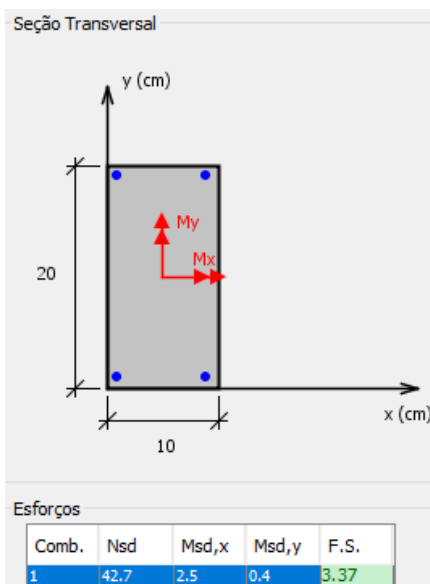
Fonte: Autor (2024)

Figura 07 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para o topo do pilar e $f_{ck} = 20MPa$



Fonte: Autor (2024)

Figura 08 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para o topo do pilar e $f_{ck} = 21\text{MPa}$

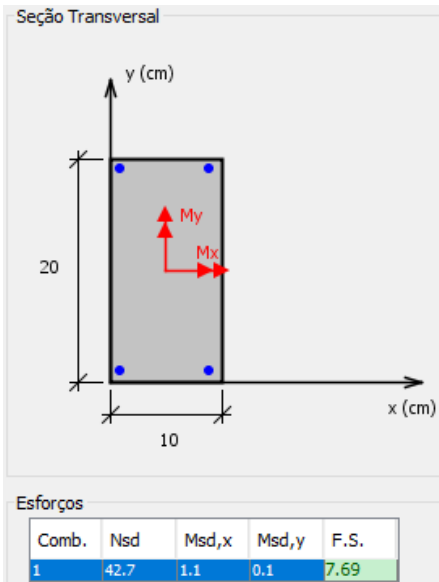


Fonte: Autor (2024)

Observou-se que não houve variação no coeficiente de segurança no topo do pilar em função da resistência do concreto.

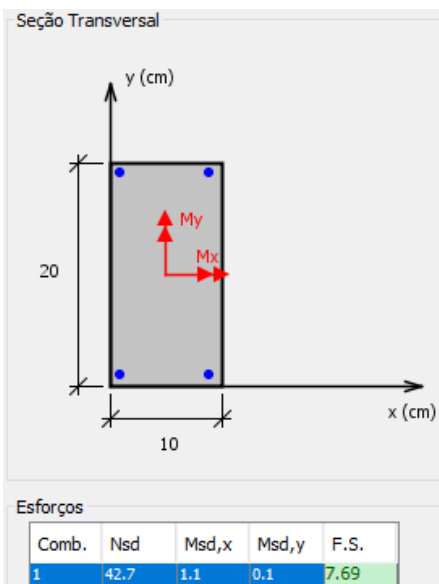
Considerando os esforços na base do pilar, a modelagem do Pcalc forneceu os resultados exibidos nas figuras 09 a 11:

Figura 09 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para a base do pilar e $f_{ck} = 18\text{MPa}$



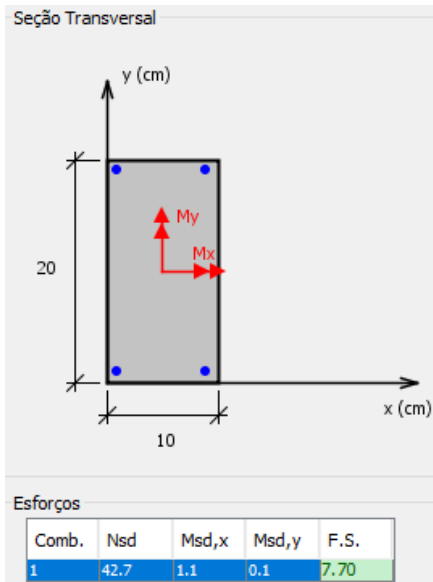
Fonte: Autor (2024)

Figura 10 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para a base do pilar e $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$



Fonte: Autor (2024)

Figura 11 – Resultados da análise do coeficiente de segurança para a base do pilar e $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$



Fonte: Autor (2024)

Observou-se uma variação mínima no coeficiente de segurança na base do pilar em função da variação da resistência do concreto.

Os valores dos coeficientes de segurança obtidos foram dispostos na tabela 02:

Tabela 02		
CS	Topo	Base
Mínimo	0,37	7,69
Médio	0,37	7,69
Máximo	0,37	7,70

Fonte: Autor (2024)

Adotando o menor valor dentre todos os obtidos, tem-se, para os pilares, um coeficiente de segurança mínimo de:

$$CS_{pilares} = 3,37$$

Em ambas as situações, para pilares e vigas, observaram-se coeficientes de segurança expressivos, o que isoladamente poderia ser considerado um indicativo de bom desempenho estrutural. Entretanto, alguns dados obtidos no levantamento tiveram que ser levados em consideração.

Em primeiro lugar, o uso de uma estimativa para a resistência do concreto constitui um fator de incerteza para o resultado obtido. Assim, os coeficientes de segurança obtidos poderiam estar sub ou superestimados a depender do valor real das peças, que inclusive pode ser heterogêneo dado a ausência de controle tecnológico durante a execução.

Em segundo lugar, os valores de cobrimento das peças foram estimados como inferiores ao mínimo exigido pelos textos normativos, que para ambientes urbanos, grau de agressividade II, é de três centímetros (ABNT Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos 2014). A deficiência no cobrimento é um fator decisivo no surgimento de manifestações patológicas que, por sua vez, podem levar as peças a uma perda progressiva de desempenho seja pela deterioração do concreto ou da armadura. A própria estimativa do cobrimento, inclusive, foi feita através de focos de deterioração do concreto, ou bicheiras, em alguns pontos da estrutura, que não dispõe de revestimento externo em sua alvenaria. Observou-se que este é um forte indício de que os coeficientes de segurança obtidos, se já não o são, tendem a ser menores com o tempo.

Em terceiro lugar, todas as peças lineares possuem seção com dimensões inferiores ao mínimo exigido pelos textos normativos, que é de 12 centímetros de largura para vigas e 19 centímetros para pilares (ABNT, Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, 2015). No caso específico das vigas, uma largura de 10 centímetros é permitida desde que se observem alguns critérios tecnológicos de execução. Não sendo este o caso, dada a ausência de controle tecnológico no processo, esse fator constituiu também um indicativo de superestima dos coeficientes de segurança.

Em quarto lugar, tem-se o fato de que a edificação foi construída com o intuito de receber um pavimento superior (ainda não executado). Isso ampliaria os esforços, e reduziria ainda mais os coeficientes de segurança.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS/ CONCLUSÕES

Com base nos dados obtidos, foi possível concluir que edificações autoconstruídas possivelmente são executadas com taxas de armadura superiores ao mínimo necessário, sendo na verdade o fator decisivo para seu desempenho não a escolha das áreas de aço ou concreto, mas sim os aspectos executivos e de controle tecnológico.

A ausência de tal controle é o principal fator de prejuízo para o desempenho dessas estruturas, possibilitando um aproveitamento incompleto dos elementos e do dimensionamento, bem como aumentando o risco do surgimento de manifestações patológicas.

Como sugestões complementares a esta pesquisa, menciona-se um levantamento mais abrangente e detalhado, com inclusão de métodos mais precisos de estimativa da resistência do concreto e um maior espaço amostral.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: 2015

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro: 2023

CARVALHAES, Daniely Silva; CARVALHAES, Daniel José; QUARESMA, Wanessa Mesquita Godoi. **Comparativo de dimensionamento e modelagem de pilares**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 05, Ed. 05, Vol. 04, pp. 121-146. Maio de 2020. ISSN: 2448-0959.

CAVALCANTI, H. et al. TIPOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS PRECÁRIOS: REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE. In: _____ **Caracterização e tipologia de assentamentos precários**: estudos de caso brasileiros. Brasília: 2016.

CONSELHO DE ARQUITETURA E URBANISMO DO BRASIL. PESQUISA INÉDITA: Percepções da sociedade sobre Arquitetura e Urbanismo. **Caubr**, 2015. Disponível em: <https://caubr.gov.br/pesquisa-caubr-datafolha-revela-visoes-da-sociedade-sobre-arquitetura-e-urbanismo>. Acesso em: 14 dez. 2024.

NOGUEIRA, Priscilla. Discutindo a lógica da autoprodução de moradias. **Oculum Ensaios**, [S. l.], v. 10, n. 1, p. 57–72, 2013. DOI: 10.24220/2318-0919v10n1a1927. Disponível em: <https://periodicos.puc-campinas.edu.br/oculum/article/view/1927>. Acesso em: 14 dez. 2024.

ROSSI, Mariana Lavagnolli; VANALLI, Leandro. **Aplicação do software SAP2000 para análise de esforços em elementos estruturais de concreto armado**. In: 25º EAIC (Encontro Anual de Iniciação Científica). Maringá, 14 out. 2016

SCHÄFFER, Almir. **Flexão Simples**. (Desenvolvimento de material didático ou instrucional - Concreto Armado), 2011. Disponível em: https://www.politecnica.pucrs.br/professores/almir/Estruturas_de_Concreto_Armado_II/Novo_Flexao_Simples.pdf. Acesso em: 15 dez. 2024.

ZUCHETTI, Pedro Augusto Bastiani. **Patologias da construção civil**: investigação patológica em edifício corporativo de administração pública no Vale do Taquari/RS. Lajeado: 2015. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10737/939>. Acesso em: 15 dez. 2024.