



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

ANDRÉ LUIS SILVA BERNARDO

**EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO NA ANÁLISE
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO ALTO EM CONCRETO ARMADO QUE ENTROU EM COLAPSO
DURANTE A CONSTRUÇÃO**

Tucuruí – PA

2025

ANDRÉ LUIS SILVA BERNARDO

**EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E DAS ALVENARIAS DE
VEDAÇÃO NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO ALTO EM CONCRETO
ARMADO QUE ENTROU EM COLAPSO DURANTE A CONSTRUÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira

Tucuruí – PA

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

- B518e Bernardo, André Luis Silva.
Efeitos da interação solo-estrutura e das alvenarias de vedação na análise estrutural de um edifício alto em concreto armado que entrou em colapso durante a construção / André Luis Silva Bernardo. — 2025.
50 f. : il. color.
- Orientador(a): Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2025.
1. Interação solo-estrutura. 2. Painéis de alvenaria.
3. Diagonal equivalente. 4. Real Class. 5. Colapso estrutural. I.
Título.

CDD 624.1

ANDRÉ LUIS SILVA BERNARDO

EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO ALTO EM CONCRETO ARMADO QUE ENTROU EM COLAPSO DURANTE A CONSTRUÇÃO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estruturas.

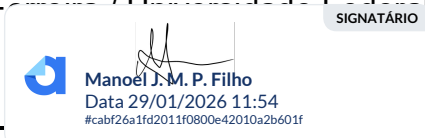
Orientador: Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira

Aprovada em 21 de maio de 2025.

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira / Universidade Federal do Pará - Orientador



Prof. Dr. Manoel José Mangabeira Pereira Filho / Universidade Federal do Pará



Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein / Universidade Estadual de Campinas



AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha gratidão a Deus e a todos que contribuíram para a realização deste trabalho. Agradeço à minha família, especialmente à minha mãe, Neura Costa Silva, e ao meu pai, Clóvis Reis Montalvão Bernardo, pelo apoio e incentivo ao longo da minha trajetória acadêmica.

Um agradecimento especial à Izabella Baia de Sousa, que esteve presente e me apoiou durante todo o processo.

Agradeço ao meu orientador, Maurício de Pina Ferreira, pela orientação e pelos conselhos valiosos durante a elaboração deste trabalho. Registro também meu agradecimento aos meus amigos Manoel Mangabeira e José Neto, bem como a outros que contribuíram para as discussões que enriqueceram este projeto.

Por fim, agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético (PPGINDE) pelo suporte e pelas oportunidades oferecidas ao longo da minha formação, e à TQS Informática pela disponibilização do *software* CAD/TQS, utilizado neste trabalho.

A todos, meu sincero agradecimento.

RESUMO

Este estudo avalia, por meio de modelagens computacionais, o desempenho estrutural do edifício Real Class, localizado em Belém do Pará, Brasil, que colapsou durante a fase de construção em janeiro de 2011. A edificação apresentava 35 pavimentos e 104,74 m de altura, com estrutura em concreto armado apoiada em fundações profundas. Buscou-se avaliar, separadamente, os efeitos da presença dos painéis de alvenaria de vedação e da interação solo-estrutura nos resultados da análise estrutural do edifício, verificar a segurança dos pilares na etapa em que ocorreu o acidente e comparar os quantitativos de materiais do projeto original com uma concepção alternativa dimensionada conforme as normas vigentes à época do desenvolvimento do projeto. As alvenarias de vedação apresentaram contribuição pouco significativa nos resultados da análise estrutural. Por outro lado, a interação solo-estrutura mostrou-se determinante, com redistribuições de solicitações nas fundações, aumento da flexibilidade global da estrutura e intensificação dos efeitos globais de segunda ordem, sobretudo na direção de menor rigidez. A verificação dos pilares indicou subdimensionamento generalizado, com combinações de carregamento críticas dominadas pela ação do vento. Para o projeto original, a análise dos quantitativos de materiais corroborou esse diagnóstico, com discrepâncias relevantes, especialmente no consumo de aço, e indicadores globais abaixo de referências nacionais, enquanto a concepção alternativa apresentou valores dentro do esperado.

Palavras-chave: interação solo-estrutura, painéis de alvenaria, diagonal equivalente, Real Class, colapso estrutural.

ABSTRACT

This study evaluates, through computational modeling, the structural performance of the Real Class building, located in Belém, Pará, Brazil, which collapsed during the construction phase in January 2011. The building consisted of 35 stories and reached a height of 104.74 m, with a reinforced concrete structure supported on deep foundations. The objective was to separately evaluate the effects of masonry panels and soil–structure interaction (SSI) on the structural analysis results of the building, verify column safety at the stage in which the failure occurred, and compare the material quantities from the original design with those from an alternative structural conception sized in accordance with the valid codes at the time of the project's development. The masonry walls exhibited little influence on the global structural response. In contrast, SSI proved to be decisive, leading to redistribution of foundation loads, increased global flexibility of the structure, and intensification of global second-order effects, particularly in the direction of lower stiffness. Column safety verification indicated generalized underdesign, with critical loading combinations dominated by wind action. For the original project, material quantity analysis corroborated this diagnosis, revealing significant discrepancies, especially in steel consumption and global indicators below national reference values, whereas the alternative conception showed reasonably expected results.

Keywords: soil-structure interaction, masonry walls, equivalent diagonal, Real Class, structural collapse.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	9
1.1. Objetivos.....	11
1.1.1. Objetivo geral	11
1.1.2. Objetivos específicos.....	11
1.2. Estrutura da dissertação	12
2. ARTIGO	13
3. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	45
4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	47

1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de falhas estruturais em edifícios altos, embora rara, costuma ter consequências catastróficas. A análise detalhada desses casos é fundamental para identificar vulnerabilidades, orientar melhorias nas práticas de projeto e execução e subsidiar revisões normativas. Estudos como os de Sessa (2017) e Bikoko *et al.* (2020) indicam que as causas mais recorrentes desses colapsos estão relacionadas a falhas nas etapas de projeto e de execução. Entre as falhas de projeto, destacam-se o descumprimento de normas técnicas, erros na consideração das cargas atuantes e concepções estruturais inadequadas. Já entre as falhas de execução, evidenciam-se o controle insuficiente da qualidade do concreto, o posicionamento incorreto das armaduras e a retirada prematura de formas e escoramentos.

Casos registrados em diferentes países ajudam a ilustrar como essas falhas podem se manifestar. Em 2013, a Torre 6 do Edifício Space, em Medellín, Colômbia, colapsou após recalques diferenciais severos provocados por falhas na execução das fundações, que levaram a uma redistribuição de esforços e sobrecarga em pilares previamente subdimensionados (Yamin *et al.*, 2018; Caicedo *et al.*, 2019). Outro exemplo importante é o colapso do Hotel New World, em Singapura, ocorrido em 1986. Sua principal causa foi um erro grave de projeto estrutural, que consistiu na não consideração do peso próprio dos elementos no dimensionamento da estrutura (Sulaima *et al.*, 2014).

No Brasil, um dos casos mais emblemáticos foi o colapso do edifício Real Class, que ocorreu em janeiro de 2011, em Belém do Pará, ainda durante a fase de construção. A edificação, com 35 pavimentos e 104,74 metros de altura, possuía estrutura de concreto armado formada por pilares, vigas e lajes maciças, apoiada sobre fundações em blocos sobre estacas do tipo hélice contínua. Ribeiro (2014) concluiu que, no estado construtivo avançado em que a obra se encontrava, a ação do vento poderia provocar solicitações superiores à capacidade resistente de diversos pilares, levando à ruptura para velocidades inferiores ao previsto pela ABNT NBR 6123 (1988). Em sua investigação, Ribeiro (2014) assumiu que as vinculações dos pilares com as fundações eram rotuladas, conforme apresentado no projeto original, desconsiderando-se a interação solo-estrutura.

A ABNT NBR 6122 (2019) define a interação solo-estrutura como o processo de análise que considera, de forma integrada, a deformabilidade das fundações e da superestrutura. Essa abordagem busca aproximar o modelo teórico do comportamento real, incorporando a influência da rigidez das fundações na resposta estrutural. Esta mesma norma estabelece a obrigatoriedade de utilização desse processo de análise para edificações com altura superior a 55 metros, caso no qual se enquadra o edifício Real Class. Estudos como os de Ritter *et al.* (2020), Alves e Feitosa (2020) e Marques *et al.* (2021) mostram que a inclusão desse efeito pode modificar a distribuição dos esforços, aumentar os deslocamentos e amplificar os efeitos globais de segunda ordem.

A desconsideração da interação solo-estrutura pode levar a análises menos representativas das condições reais de funcionamento da estrutura. Mendonça (2012) destaca que essa omissão está associada a manifestações patológicas e, em alguns casos, a falhas estruturais relacionadas a recalques diferenciais. Gusmão (1990) relata exemplos de esmagamento de pilares periféricos em edifícios nas cidades de São Paulo e Recife, no Brasil, decorrentes da redistribuição de esforços após recalques nas fundações. Esses registros reforçam que a deformabilidade das fundações pode ter papel relevante no comportamento global de uma edificação, especialmente em estruturas de maior porte.

Outro aspecto que pode influenciar o comportamento estrutural é a presença das alvenarias de vedação. Esses elementos, quando adequadamente fixados à estrutura principal, podem atuar como painéis de contraventamento, contribuindo para o aumento da rigidez lateral e para a redistribuição de esforços (Alva e Montandon, 2019). No entanto, a magnitude dessa contribuição depende de variáveis como as propriedades mecânicas da alvenaria, a quantidade e a localização dos painéis e a presença de aberturas, que podem reduzir significativamente a influência desses elementos (Cetisli, 2015; Alva *et al.*, 2015). Entre as técnicas empregadas para representar essa contribuição em modelos estruturais, destaca-se o método da diagonal equivalente, cuja geometria pode ser estimada a partir de formulações propostas por diversos autores (Mainstone, 1974; Hendry, 1981; Liauw e Kwan, 1984; Paulay e Priestley, 1992; Durrani e Luo, 1994).

Na literatura são apresentados casos em que a participação das alvenarias de vedação teve papel relevante no desempenho estrutural, inclusive em cenários de colapso parcial. Barros *et al.* (2019) analisaram um edifício de 16 pavimentos em

Coimbra, Portugal, que perdeu os dois primeiros níveis de três pilares em um deslizamento de terra, mas manteve a estabilidade devido à atuação conjunta entre os painéis de alvenaria e os elementos estruturais remanescentes. Outros estudos, como os de Mahmud *et al.* (2010) e Pallarés *et al.* (2021), demonstram que a inclusão desses elementos pode reduzir deslocamentos laterais e alterar a distribuição de esforços, reforçando a importância de avaliar o impacto desses componentes no comportamento global da estrutura.

Diante desse contexto, o presente trabalho busca aprofundar a compreensão sobre o colapso do edifício Real Class por meio de uma análise estrutural mais representativa das condições reais da edificação. Para isso, são avaliados, separadamente, os impactos da interação solo-estrutura e da inclusão dos painéis de alvenaria de vedação no comportamento da estrutura, a partir de diferentes modelos computacionais. Em seguida, é realizada a verificação da segurança dos pilares na fase de construção utilizando o modelo mais coerente com base nos resultados obtidos. Por fim, são analisados e comparados os quantitativos de aço e concreto previstos no projeto original e em uma concepção alternativa dimensionada conforme as prescrições normativas, utilizando como referência o TCPO (2010) e o estudo de Belizario-Silva *et al.* (2024). Essa análise tem como objetivo avaliar se esses dados refletem um possível subdimensionamento da estrutura, considerando o que é esperado para obras do mesmo porte no Brasil.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar, por meio de modelagens computacionais no software CAD/TQS v.22, o comportamento estrutural do edifício Real Class, considerando os efeitos da interação solo-estrutura e a influência dos painéis de alvenaria de vedação.

1.1.2. Objetivos específicos

De maneira específica, buscou-se:

- Avaliar, separadamente, como a interação solo-estrutura e os painéis de alvenaria de vedação afetam a resposta global da estrutura, por meio da análise das cargas atuantes nas fundações, dos deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício e dos valores do coeficiente $RM2M1$.
- Determinar o nível de segurança dos pilares durante a etapa de construção, utilizando um modelo mais coerente com as condições da estrutura, com base nos resultados obtidos.
- Analisar, de forma comparativa, o quantitativo de materiais do projeto original e de uma concepção alternativa dimensionada de acordo com as normas vigentes à época da elaboração do projeto, verificando se esses dados podem servir como indicativo de subdimensionamento da estrutura.

1.2. Estrutura da dissertação

O presente trabalho está formatado no modo de artigo, atendendo às exigências do Programa de Pós-Graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético – PPGINDE. Nessa modalidade, apresenta-se um artigo completo, elaborado em condições de submissão a uma revista científica especializada. Esse artigo é precedido por uma seção introdutória, cujo objetivo é apresentar uma revisão bibliográfica concisa, explicitar os objetivos gerais e específicos da pesquisa e fornecer uma visão geral da estrutura da dissertação.

Na introdução, a problemática é evidenciada em conjunto com a apresentação de trabalhos relevantes desenvolvidos na mesma linha de pesquisa, com o intuito de contextualizar o cenário no qual a pesquisa se insere.

No item 1.1, descrevem-se os objetivos gerais e específicos do trabalho. No item 1.2, apresenta-se a descrição detalhada da estrutura da dissertação.

O Capítulo 2 corresponde ao artigo completo, formatado de acordo com as normas da revista selecionada.

Por fim, o trabalho é encerrado com as considerações finais e as referências bibliográficas, apresentadas nos Capítulos 3 e 4, respectivamente.

2. ARTIGO

Efeitos da interação solo-estrutura e das alvenarias de vedação na análise estrutural de um edifício alto em concreto armado que entrou em colapso durante a construção

André Luis Silva Bernardo^a
Maurício de Pina Ferreira^b

Abstract: This study evaluates, through computational modeling, the structural performance of the Real Class building, located in Belém, Pará, Brazil, which collapsed during the construction phase in January 2011. The building consisted of 35 stories and reached a height of 104.74 m, with a reinforced concrete structure supported on deep foundations. The objective was to separately evaluate the effects of masonry panels and soil–structure interaction (SSI) on the structural analysis results of the building, verify column safety at the stage in which the failure occurred, and compare the material quantities from the original design with those from an alternative structural conception sized in accordance with the valid codes at the time of the project’s development. The masonry walls exhibited little influence on the global structural response. In contrast, SSI proved to be decisive, leading to redistribution of foundation loads, increased global flexibility of the structure, and intensification of global second-order effects, particularly in the direction of lower stiffness. Column safety verification indicated generalized underdesign, with critical loading combinations dominated by wind action. For the original project, material quantity analysis corroborated this diagnosis, revealing significant discrepancies, especially in steel consumption and global indicators below national reference values, whereas the alternative conception showed reasonably expected results.

Keywords: soil-structure interaction, masonry walls, equivalent diagonal, Real Class, structural collapse.

Resumo: Este estudo avalia, por meio de modelagens computacionais, o desempenho estrutural do edifício Real Class, localizado em Belém do Pará, Brasil, que colapsou durante a fase de construção em janeiro de 2011. A edificação apresentava 35 pavimentos e 104,74 m de altura, com estrutura em concreto armado apoiada em fundações profundas. Buscou-se avaliar, separadamente, os efeitos da presença dos painéis de alvenaria de vedação e da interação solo-estrutura nos resultados da análise estrutural do edifício, verificar a segurança dos pilares na etapa em que ocorreu o acidente e comparar os quantitativos de materiais do projeto original com uma concepção alternativa dimensionada conforme as normas vigentes à época do desenvolvimento do projeto. As alvenarias de vedação apresentaram contribuição pouco significativa nos resultados da análise estrutural. Por outro lado, a interação solo-estrutura mostrou-se determinante, com redistribuições de solicitações nas fundações, aumento da flexibilidade global da estrutura e intensificação dos efeitos globais de segunda ordem, sobretudo na direção de menor rigidez. A verificação dos pilares indicou subdimensionamento generalizado, com combinações de carregamento críticas dominadas pela ação do vento. Para o projeto original, a análise dos quantitativos de materiais corroborou esse diagnóstico, com discrepâncias relevantes, especialmente no consumo de aço, e indicadores globais abaixo de referências nacionais, enquanto a concepção alternativa apresentou valores dentro do esperado.

Palavras-chave: interação solo-estrutura, painéis de alvenaria, diagonal equivalente, Real Class, colapso estrutural.

1 INTRODUÇÃO

Colapsos estruturais de edifícios altos, embora raros, costumam ter consequências catastróficas. A análise detalhada desses eventos é essencial para identificar vulnerabilidades que contribuíram para as falhas, alertando a comunidade técnica e estimulando ações como revisões normativas e reavaliações de critérios de projeto e execução. Estudos conduzidos em diferentes contextos geográficos, como os de Sessa [1] e Bikoko *et al.* [2], apontam que erros nas etapas de projeto e execução estão entre as causas mais recorrentes desses acidentes. Exemplos reais ajudam a evidenciar como essas deficiências podem se manifestar de formas distintas. Em 2013, a torre 6 do edifício Space, em Medellín, Colômbia, colapsou após recalques diferenciais severos decorrentes de falhas na execução das fundações, o que levou à redistribuição de esforços, sobrecarregando pilares já subdimensionados (Yamin *et al.* [3]; Caicedo *et al.* [4]). Outro caso relevante é o do Hotel New World, em Singapura, que colapsou em 1986 devido a um erro de projeto, em que o peso próprio da estrutura não foi considerado durante o dimensionamento (Sulaima *et al.* [5]).

Entre os casos de colapsos de edifícios registrados no Brasil, pode-se destacar o do edifício Real Class (Fig. 1), ocorrido em janeiro de 2011, na cidade de Belém do Pará. Com 35 pavimentos e 104,74 metros de altura, o edifício colapsou ainda durante a fase de construção. Sua estrutura era composta por vigas, pilares e lajes maciças de concreto armado, com fundações em blocos sobre estacas do tipo hélice contínua. Após o sinistro, uma equipe de engenheiros vinculada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará conduziu uma investigação técnica, buscando apresentar respostas sobre as causas do acidente e atendendo a um contrato firmado entre a FEC/UFPA e o Sistema CONFEA/CREA. Entre as etapas executadas, destacam-se os ensaios realizados em amostras de concreto e de aço extraídas de elementos estruturais remanescentes, bem como a análise estrutural do edifício.

Os ensaios laboratoriais indicaram resistências compatíveis com as especificações de projeto e não revelaram, na amostragem disponível, deficiências capazes de justificar o colapso. Na análise estrutural, foram consideradas, de forma separada, as condições de carregamento correspondentes à situação de projeto e os carregamentos representativos da fase construtiva, situação em que o edifício se encontrava no momento do colapso. Dentre os resultados mais relevantes, evidenciaram-se deficiências severas nos pilares, indicando erros de projeto na consideração da ação do vento. Mesmo no cenário de construção e sem a aplicação de coeficientes de segurança, os pilares apresentaram probabilidade de falha para ventos com velocidade básica a partir de 23 m/s, valor inferior à faixa de 30 a 35 m/s estabelecida pela NBR 6123 [6] para a região.

Paralelamente, o Centro de Perícias Científicas Renato Chaves realizou uma investigação independente, baseada na documentação técnica e em inspeções de campo direcionadas aos elementos estruturais ainda existentes após o colapso. A perícia confirmou que os materiais empregados estavam compatíveis com as especificações do projeto e que as fundações permaneceram íntegras, sem indícios de recalques significativos ou falhas em blocos e estacas. Contudo, identificou-se que o projeto estrutural apresentava uma concepção inadequada e divergências relevantes em relação às prescrições normativas vigentes, além de diferenças entre as armaduras previstas e as executadas em alguns pilares. Essas inconsistências, embora relevantes, não foram consideradas suficientes para explicar o colapso do edifício. De forma convergente, ambas as investigações apontaram o projeto estrutural inadequado como a principal causa do acidente.

Dando sequência aos estudos sobre o caso, Ribeiro [7] utilizou as informações apresentadas nas investigações anteriores para calibrar um modelo computacional da estrutura do edifício Real Class. Com esse modelo, foram realizadas diversas avaliações, com destaque para o estudo da segurança da edificação, direcionado a pilares, fundações e à estabilidade global, considerando

combinações de ações representativas tanto da situação de projeto quanto do cenário de construção em que ocorreu o colapso. Quanto às fundações, os resultados indicaram segurança adequada na etapa de construção, mas possível insuficiência caso o edifício entrasse em uso. Dentre os principais resultados, observou-se que a estrutura apresentava elevada flexibilidade lateral, com efeitos globais de segunda ordem significativos. Além disso, as seções adotadas para os pilares não eram capazes de resistir às combinações de ações normativas, evidenciando deficiências semelhantes às já apontadas nas investigações anteriores. Esses resultados reforçaram a caracterização de um projeto estrutural subdimensionado, com erros na consideração da ação do vento.



Fig. 1. Edifício Real Class (Tapajós *et al.* [8])

A ação do vento é um fator crítico em estruturas altas. Motivados por questões levantadas após o acidente do edifício Real Class, Tapajós *et al.* [8] analisaram modelos computacionais de 10, 20 e 30 pavimentos, inicialmente dimensionados apenas para cargas gravitacionais. Com a inclusão da ação do vento, observaram-se aumentos de até 75% das forças axiais nos pilares do edifício de 30 pavimentos, além de casos em que pilares ultrapassaram sua capacidade resistente devido à combinação de esforços axiais e momentos fletores. Também foram registrados deslocamentos horizontais superiores aos limites normativos, além de valores elevados do coeficiente γ_z , mesmo no edifício de 10 pavimentos. O risco à segurança e ao desempenho em serviço não está apenas em omitir essa ação, mas também em subestimá-la. Sanayei *et al.* [9] demonstraram que, para um edifício de 50 pavimentos, um acréscimo de 30% na velocidade de projeto do vento quase duplicou os deslocamentos laterais, elevou em cerca de 30% os momentos fletores em vigas dos pavimentos inferiores e aumentou em até 20% as tensões de contato no solo. Esses resultados evidenciam a importância dessa ação no desenvolvimento de projetos de edifícios.

A resposta de uma edificação às ações aplicadas também está relacionada à rigidez dos elementos que a compõem, inclusive de suas fundações, cuja influência muitas vezes é negligenciada no cálculo da superestrutura. Segundo a NBR 6122 [10], a consideração da deformabilidade conjunta das fundações e da superestrutura é denominada interação solo-estrutura (ISE). Estudos como os de Ritter *et al.* [11], Marques *et al.* [12] e Alves e Feitosa [13]

demonstram que a consideração desse efeito aumenta a flexibilidade do sistema estrutural, elevando os deslocamentos horizontais e os efeitos globais de segunda ordem, além de redistribuir os esforços entre os elementos, o que pode alterar a hierarquia de criticidade entre eles. No meio técnico, é relativamente comum considerar que a adoção de apoios rotulados, sem qualquer restrição rotacional nas fundações, represente uma abordagem conservadora. Essa premissa foi adotada tanto no projeto original do edifício Real Class quanto nas análises posteriores que buscaram compreender as causas do colapso. No entanto, a escassez de estudos comparativos que avaliem a resposta estrutural de modelos com apoios rotulados em relação àqueles que consideram a interação solo-estrutura impede afirmar, de forma conclusiva, que essa simplificação seja a favor da segurança em todas as situações.

Outro aspecto relevante para o desempenho estrutural de edifícios altos em concreto armado refere-se à participação das alvenarias de vedação. Os painéis que preenchem os pórticos têm sua atuação tradicionalmente desconsiderada nas análises, prática geralmente acompanhada pela suposição de uma margem adicional de segurança. Segundo Alva e Montandon [14], quando fixadas a uma estrutura reticulada, as alvenarias podem funcionar como elementos de contraventamento. A consideração desses componentes no modelo pode aumentar significativamente a rigidez lateral do sistema e modificar o comportamento global da edificação (Pallarés *et al.* [15]; Santos [16]). Em determinadas situações, a presença dessas alvenarias pode até mesmo contribuir para evitar o colapso progressivo da estrutura, como apresentado por Barros *et al.* [17]. Apesar do potencial acréscimo de rigidez proporcionado por esses elementos, a efetividade desse enrijecimento depende de diversas variáveis, como as propriedades mecânicas dos materiais empregados (Onat e Evci [18]; Rigão [19]), a quantidade e localização dos painéis na estrutura e a existência de aberturas, o que pode reduzir significativamente sua influência (Cetisli [20]; Alva *et al.* [21]).

Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo contribuir para o aprofundamento da compreensão sobre o colapso do edifício Real Class, por meio de uma análise estrutural mais abrangente e alinhada às condições reais da edificação. Para isso, o estudo avalia, de forma individualizada, os impactos da consideração da interação solo-estrutura e da inclusão dos painéis de alvenaria de vedação no comportamento da estrutura, a partir da comparação entre diferentes modelos computacionais. Em seguida, realiza-se a verificação da segurança dos pilares durante a fase de construção com o modelo que considera apenas a interação solo-estrutura, uma vez que a influência dos painéis de alvenaria de vedação mostrou-se desprezível no caso estudado. Por fim, os quantitativos de aço e concreto previstos no projeto estrutural são avaliados e comparados com os resultados obtidos a partir de um modelo alternativo, com concepção modificada para atendimento aos requisitos normativos vigentes à época de elaboração do projeto original. Na sequência, calculam-se os índices globais de consumo por área construída, de concreto (m^3/m^2) e de aço (kg/m^2), os quais são comparados às faixas do TCPO [22] e à base de Belizario-Silva *et al.* [23], de modo a situar o Real Class frente a obras de porte semelhante no Brasil.

2 ANÁLISE DA SEGURANÇA DO EDIFÍCIO

Os modelos utilizados para a análise do edifício Real Class foram desenvolvidos no *software* comercial CAD/TQS v.22 (Fig. 2), amplamente empregado por engenheiros brasileiros no dimensionamento de edifícios de concreto. Este *software* oferece diferentes alternativas para o modelo estrutural, sendo adotado neste trabalho o “modelo VI”, que representa a estrutura como um pórtico espacial, no qual pilares, vigas e lajes são considerados de forma integrada, permitindo uma análise consistente do comportamento global da edificação. Os elementos estruturais são simulados por meio de barras com seis graus de liberdade, três de translação e

três de rotação, o que proporciona uma aproximação adequada dos esforços e deslocamentos envolvidos. Os modelos foram construídos com base nos valores de resistência característica do concreto à compressão especificados em projeto, sendo 35 MPa para a superestrutura e 20 MPa para as fundações. A planta de formas do pavimento tipo adotado neste trabalho, com a disposição dos elementos estruturais e suas dimensões, é apresentada na Fig. 3. Como pode ser observado, as escadas não foram modeladas de forma explícita no pórtico espacial, mas suas ações foram consideradas por meio de lajes equivalentes nas regiões onde estão localizadas.

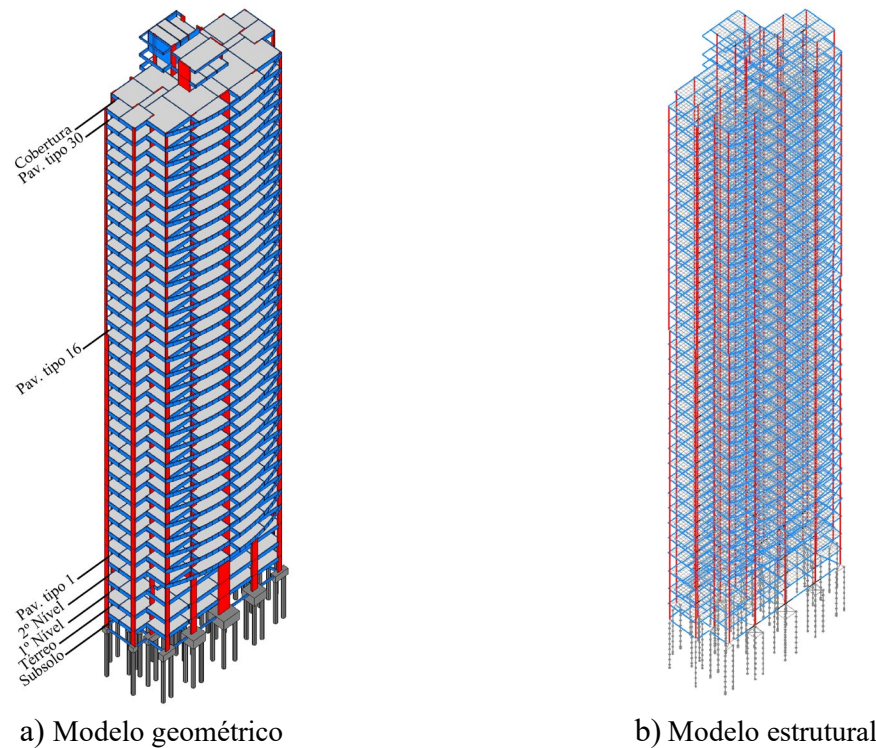


Fig. 2. Modelagem computacional

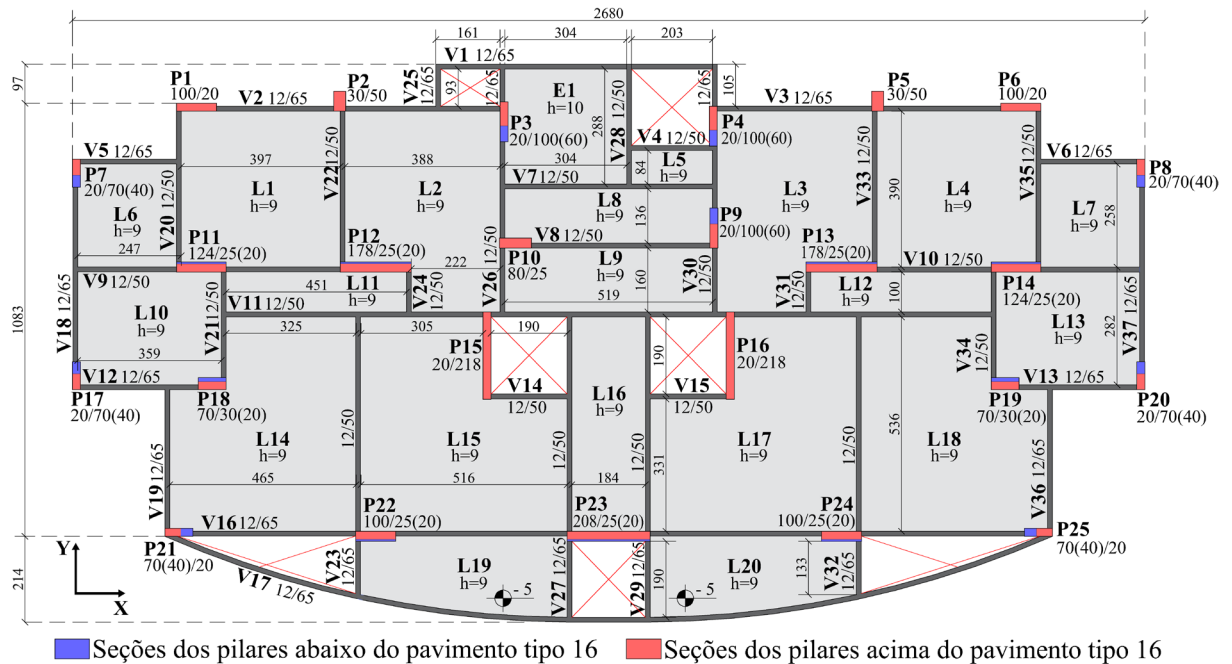


Fig. 3. Planta de formas do pavimento tipo

O comportamento não linear do concreto armado, que impacta diretamente na resposta da estrutura, foi considerado no modelo a partir da simplificação sugerida pela NBR 6118 [24]. Essa abordagem consiste na substituição da rigidez original dos elementos estruturais por uma rigidez secante equivalente, $(EI)_{sec}$. Tal simplificação permite incorporar os efeitos da não linearidade física sem a necessidade de recorrer a modelos mais complexos. As equações (1), (2) e (3) apresentam a rigidez secante adotada para lajes, vigas e pilares, respectivamente.

$$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (1)$$

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c, \text{ assumindo } A_s' \neq A_s \quad (2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (3)$$

Onde, E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial, A_s' é a área de aço da armadura longitudinal de compressão e A_s é a área de aço da armadura longitudinal de tração.

A NBR 6118 [24] permite um procedimento simplificado para a consideração da não linearidade geométrica na análise da estrutura, com base no coeficiente Gama-z (γ_z), idealizado por Franco e Vasconcelos [25]. No entanto, a norma restringe essa abordagem a situações em que o γ_z não ultrapasse o valor de 1,3. Com base nos resultados obtidos nos estudos de Ribeiro [7], verificou-se que esse limite é superado para o edifício em questão. Dessa forma, optou-se pela adoção do processo $P-\Delta$ para calcular os efeitos globais de segunda ordem e pelo uso do coeficiente $RM2M1$, disponível no *software* CAD/TQS e calculado conforme a Eq. (4), como indicador da importância desses efeitos na estrutura analisada.

$$RM2M1 = 1 + \frac{M2}{M1} \quad (4)$$

Sendo $M1$ o somatório dos momentos de primeira ordem gerados pelas forças horizontais em relação à base do edifício e $M2$ o somatório das forças verticais multiplicadas pelos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, obtidos a partir de uma análise não linear $P-\Delta$. As ações atuantes na estrutura foram determinadas com base nas normas vigentes à época da elaboração do projeto original, a fim de refletir o referencial normativo que orientava a prática profissional naquele período. Para a ação do vento, adotou-se a norma NBR 6123 [6], que estabelece o cálculo da pressão dinâmica do vento (q) em N/m^2 por meio da Eq. (5).

$$q = 0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (5)$$

Em que, V_0 é a velocidade básica do vento, S_1 é o fator topográfico do terreno, S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação, e S_3 é o fator estatístico. O fator S_2 varia com a altura da edificação e pode ser encontrado com a aplicação da Eq. (6).

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (6)$$

Onde z é a altura medida a partir da superfície do terreno até o ponto considerado, F_r é o fator de rajada, e b e p são parâmetros meteorológicos que dependem da categoria de rugosidade do terreno e da classe da edificação.

A partir da pressão dinâmica do vento, determina-se a força de arrasto (F_a), que corresponde à força global do vento atuando em uma superfície de referência, conforme a Eq. (7).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad (7)$$

Em que C_a é o coeficiente de arrasto que depende das condições de turbulência e das dimensões do edifício, e A é a área da superfície de referência. Para o caso em questão, considerou-se o vento de baixa turbulência, atuando nas direções X e Y, de forma perpendicular aos quatro lados do edifício, com ângulos de incidência de 0° , 90° , 180° e 270° . Os parâmetros adotados para o cálculo de F_a e q encontram-se na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros para o cálculo da ação do vento

Velocidade básica do vento (V_0)	32 m/s
Fator topográfico do terreno (S_1)	1,00
Fator estatístico (S_3)	1,00
Categoria de rugosidade do terreno	IV
Classe da edificação	C
Coeficiente de arrasto na direção X (C_{ax})	1,15
Coeficiente de arrasto na direção Y (C_{ay})	1,47

Com o objetivo de ilustrar a ordem de grandeza da ação do vento ao longo da altura do edifício, a Fig. 4 apresenta os valores de F_a e q adotados neste trabalho para os pavimentos do térreo ao último pavimento tipo, que constituem a maior parte da edificação. O comportamento diferenciado da curva de força de arrasto nos primeiros pavimentos decorre da variação da área de superfície de referência (A), resultante das diferentes alturas desses pavimentos.

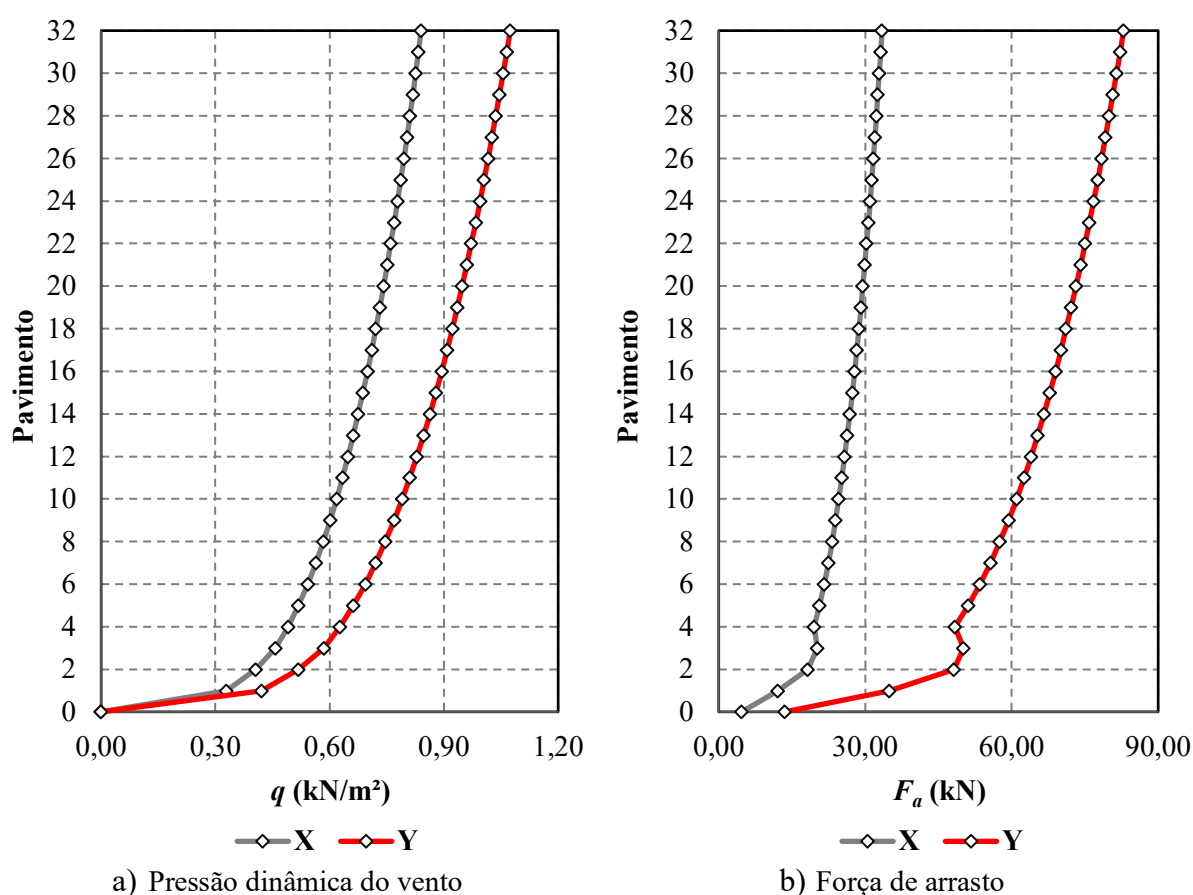


Fig. 4. Ação do vento

As cargas permanentes e de utilização foram determinadas a partir das recomendações da NBR 6120 [26]. Como ações permanentes, consideraram-se o peso próprio dos elementos estruturais, calculado automaticamente pelo software, as cargas lineares provenientes das paredes de alvenaria de vedação e dos demais fechamentos e divisórias, além de uma carga distribuída de $1,2 \text{ kN/m}^2$ aplicada às lajes, referente aos revestimentos. As cargas de utilização foram estabelecidas em função da ocupação prevista para cada ambiente, conforme Tabela 2. As cargas lineares, por sua vez, foram agrupadas em faixas de valores próximos, adotando-se um valor representativo para cada faixa, de modo a reduzir o número de carregamentos distintos na modelagem. A Fig. 5 apresenta, em planta, a distribuição das cargas de utilização e das cargas lineares consideradas do térreo à cobertura

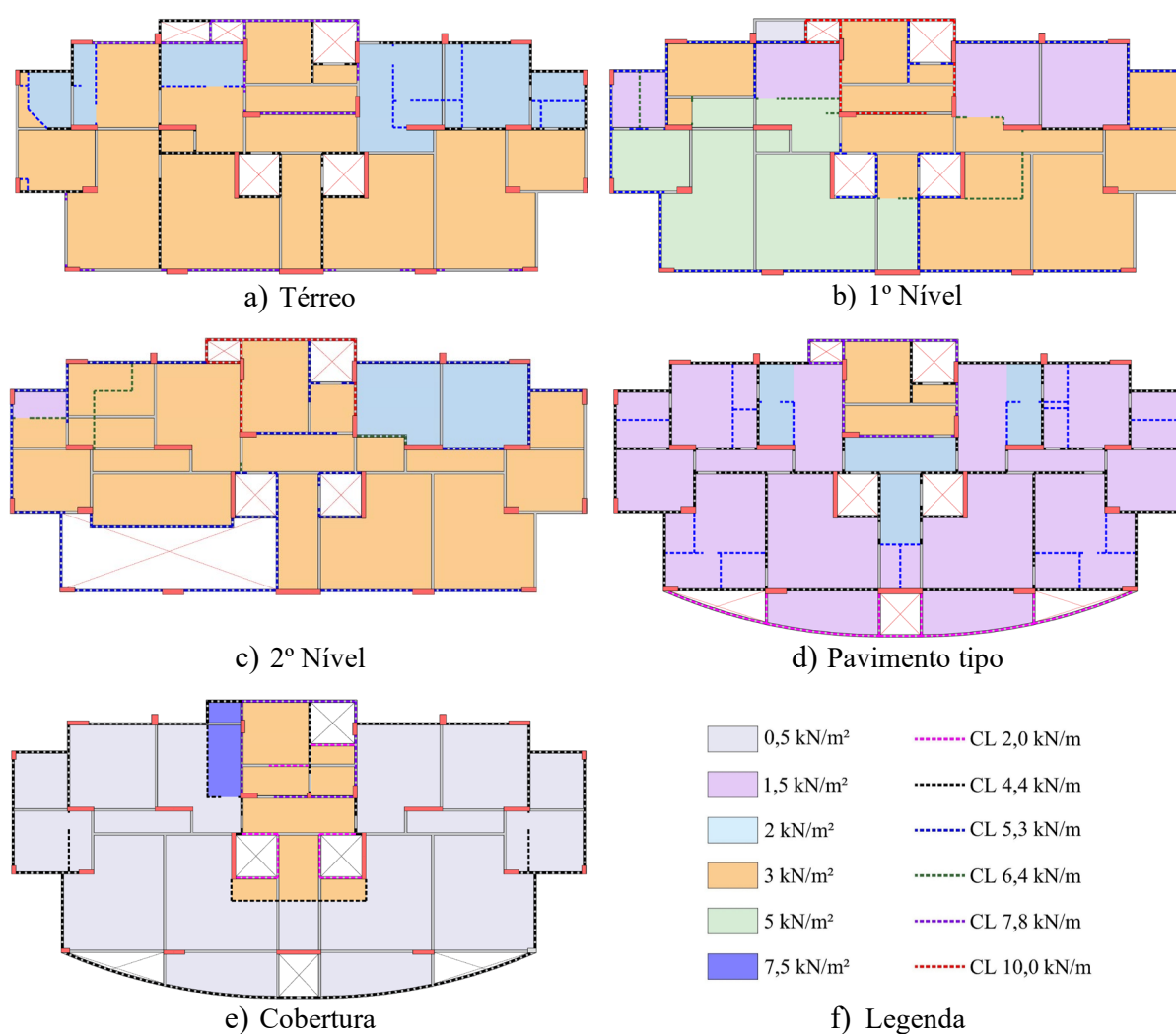


Fig. 5. Cargas de utilização e cargas lineares aplicadas

Tabela 2 – Cargas de utilização

Tipo de utilização	Carga adotada (kN/m²)
Cobertura sem acesso a pessoas	0,5
Dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Salão de bilhar	2
Escritórios	2
Corredores sem acesso ao público	2
Corredores com acesso ao público	3
Escadas com acesso ao público	3
Garagens e estacionamentos	3
Terraços com acesso ao público	3
Salão de dança e salão de esportes	5
Casa de máquinas	7,5

Seguindo as diretrizes da mesma norma, na determinação dos esforços solicitantes em pilares e fundações, aplicou-se, quando permitido, a redução das cargas de utilização, procedimento previsto para edifícios de múltiplos pavimentos, de modo a representar a baixa probabilidade de atuação integral e simultânea das cargas de utilização em todos os pavimentos. Os percentuais de redução aplicados estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Redução das cargas de utilização

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas de utilização (%)
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Com base nos critérios de modelagem apresentados, foram desenvolvidos cinco modelos estruturais, cujas principais características estão sintetizadas na Tabela 4. Nesses modelos, variam-se as condições de vinculação, a consideração da interação solo-estrutura (ISE) e a contribuição dos painéis de alvenaria de vedação, com o objetivo de avaliar o impacto dessas variáveis nos resultados da análise estrutural.

Inicialmente, todos os modelos foram analisados em um cenário de carregamentos de projeto, e as comparações basearam-se nas cargas verticais e nos momentos fletores atuantes nas fundações (F_z , M_x e M_y), nos deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício e nos valores do coeficiente $RM2M1$. Os resultados obtidos direcionaram a escolha do modelo a ser utilizado na análise da segurança dos pilares na fase de construção, para a qual foi adotado um cenário de carregamentos compatível com essa etapa.

Tabela 4 – Modelos utilizados

Modelo	Apoio engastado	Apoio rotulado	Interação solo-estrutura	Contribuição da alvenaria de vedação
PIN		X		
FIX	X			
MAS-PIN		X		X
MAS-FIX	X			X
SSI			X	

2.1 Consideração dos painéis de alvenaria

Na modelagem do edifício, a contribuição dos painéis de alvenaria de vedação foi representada por meio do modelo da diagonal equivalente (Fig. 6). Essa abordagem simplifica a modelagem, mas preserva a influência dos painéis no comportamento da estrutura. O cálculo dessa diagonal foi realizado com base na metodologia proposta por Mainstone [27], amplamente consolidada no meio técnico e adotada por diversas normas, como FEMA 356 [28], ASCE/SEI 41 [29] e TEC [30]. Com base nessa metodologia, a largura efetiva da diagonal equivalente (w) é definida em função da rigidez relativa entre o painel de alvenaria e o pórtico, conforme Eqs. (8) e (9).

$$w = 0,175 \cdot D \cdot (\lambda \cdot h')^{-0,4} \quad (8)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_{alv} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \sin(2\theta) \quad (9)$$

Onde D é o comprimento da diagonal equivalente, h' é a distância entre os eixos das vigas, λ é o parâmetro de rigidez relativa entre o painel e o pórtico, E_{alv} é o módulo de elasticidade da alvenaria, t é a espessura do painel, E_p é o módulo de elasticidade do pilar, I_p é o momento de inércia da seção bruta do pilar, h é a altura do painel e θ é o ângulo de inclinação da diagonal. Além disso, a largura efetiva da diagonal equivalente foi corrigida, quando aplicável, por meio do fator redutor R_1 , conforme proposto por Al-Chaar [31], com o objetivo de considerar o efeito das aberturas nos painéis, conforme as Eqs. (10) e (11). O valor de R_1 é igual a zero para o caso de paredes com mais de uma abertura significativa ou quando a área da abertura excede 60% da área total do painel.

$$w_{red} = w \cdot R_1 \quad (10)$$

$$R_1 = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}}\right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}}\right) + 1 \quad (11)$$

Onde, w_{red} é a largura efetiva reduzida da diagonal equivalente, A_{open} é a área da abertura e A_{panel} é a área do painel de alvenaria.

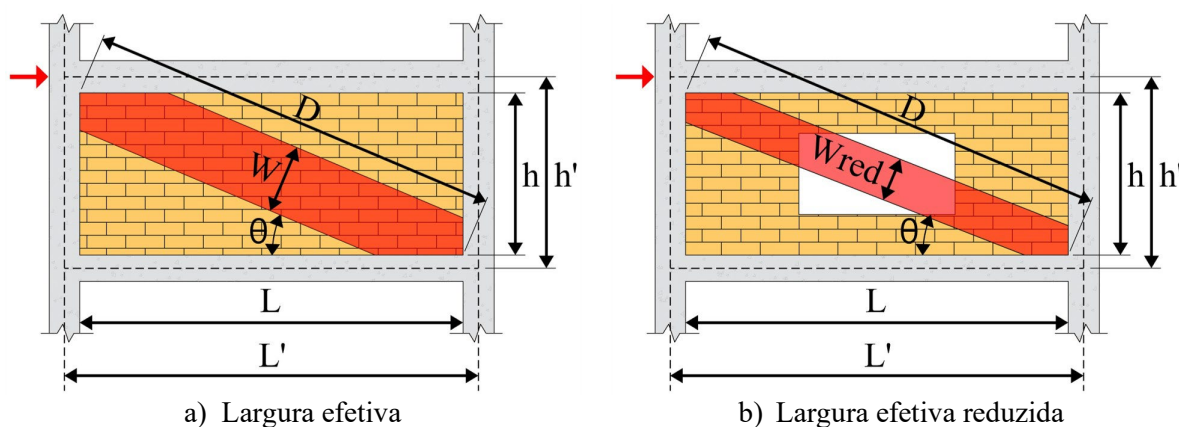


Fig. 6. Modelo de diagonal equivalente

Para o cálculo das diagonais equivalentes, as propriedades mecânicas da alvenaria de blocos cerâmicos foram definidas com base nas normas NBR 15270-1 [32] e NBR 16868-1 [33],

enquanto as do concreto foram estabelecidas conforme a NBR 6118 [24]. Os valores adotados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Propriedades mecânicas utilizadas no cálculo das diagonais equivalentes

Concreto	
Resistência à compressão característica (f_{ck})	35 MPa
Módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})	33,13 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Alvenaria de blocos cerâmicos	
Resistência à compressão do bloco (f_b)	1,5 MPa
Resistência à compressão do prisma (f_{pk})	0,75 MPa
Módulo de elasticidade (E_{alv})	450 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,15

A partir das propriedades mecânicas dos materiais e das informações geométricas de cada parede, pilar, viga e abertura, foram calculadas as larguras efetivas das diagonais equivalentes a serem implementadas no modelo, cujos valores estão apresentados na Tabela 6. A distribuição dos painéis considerados no pavimento tipo pode ser observada na Fig. 7.

Tabela 6 – Cálculo das diagonais equivalentes

Painel	A_{panel} (m ²)	A_{open} (m ²)	t (m)	w (m)	R_1	w_{red} (m)
M1	6,53	0,30	0,115	0,51	0,93	0,47
M2	8,59	2,00	0,115	0,62	0,66	0,41
M3	10,61	1,68	0,115	0,68	0,76	0,52
M4	9,08	1,44	0,115	0,77	0,76	0,58
M5	6,28	1,68	0,115	0,50	0,62	0,32
M6	8,97	1,26	0,115	0,67	0,79	0,53
M7	5,71	0,00	0,115	0,47	1,00	0,47
M8	3,67	0,00	0,115	0,52	1,00	0,52

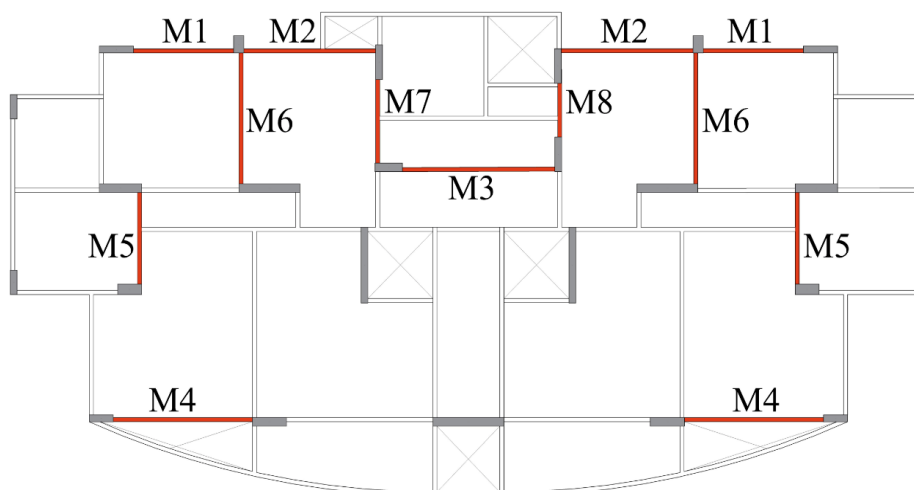


Fig. 7. Distribuição dos painéis de alvenaria considerados no pavimento tipo

A incorporação das diagonais equivalentes no modelo estrutural foi realizada por meio de vigas inclinadas com extremidades rotuladas, às quais foram atribuídas propriedades mecânicas

equivalentes às dos painéis de alvenaria. Para garantir a convergência do processo de análise e evitar tração nas diagonais, a consideração dessas barras foi feita separadamente para cada ângulo de incidência do vento. Em cada situação, foram incluídas apenas as vigas inclinadas que, devido à ação do vento, estariam submetidas à compressão, em conformidade com o comportamento idealizado (Fig. 8). Os resultados correspondem à envoltória dos valores obtidos nas diferentes situações de carregamento.

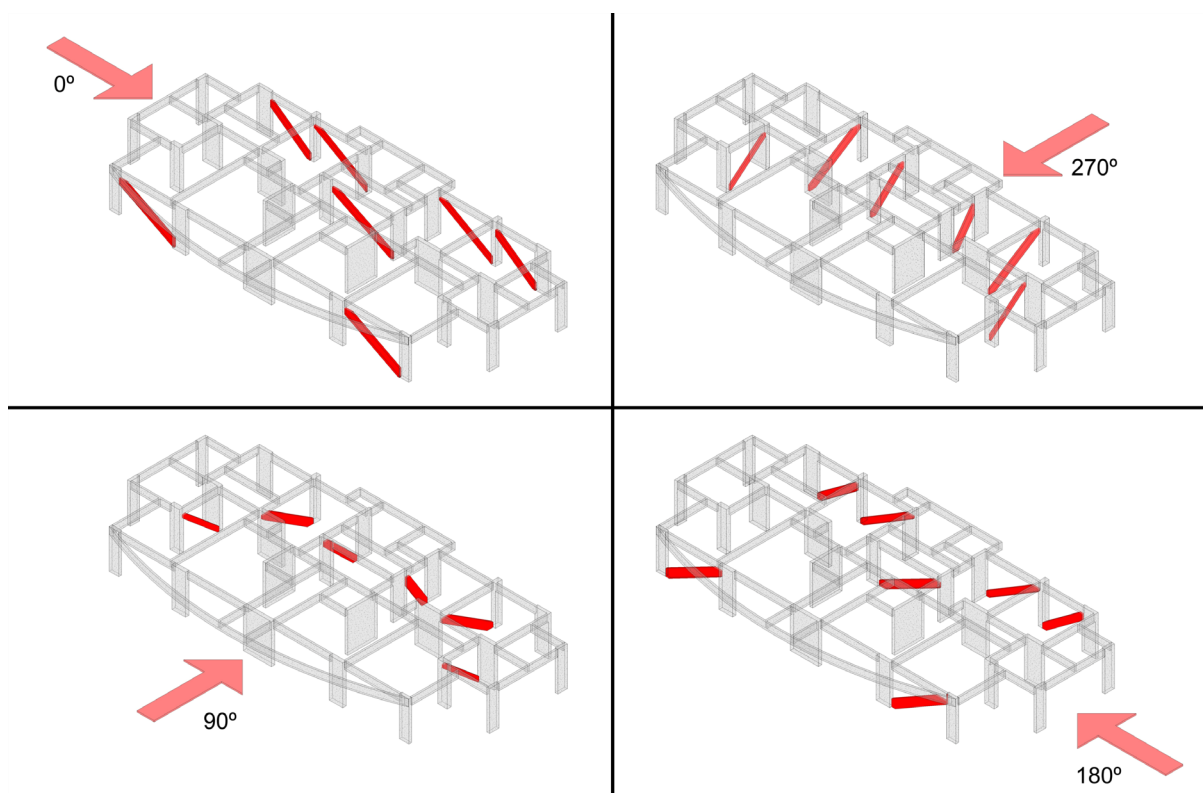


Fig. 8. Incorporação das diagonais no modelo computacional

As fundações estão agrupadas de acordo com sua localização na planta da edificação, diferenciando-se entre centrais e periféricas. Para facilitar a interpretação dos resultados, os gráficos de cargas verticais e dos momentos fletores atuantes nas fundações (F_z , M_x e M_y) destacam essas posições em relação à planta estrutural do pavimento tipo. Na Fig. 9 são apresentados os valores máximos das cargas verticais (F_z), considerando quatro modelos estruturais distintos: o modelo com apoios rotulados (PIN), o modelo com apoios engastados (FIX) e as respectivas variações com a inclusão dos painéis de alvenaria de vedação (MAS-PIN e MAS-FIX). Para fins comparativos, também estão incluídos os valores das cargas verticais nas fundações apresentados no projeto original (DESIGN).

O primeiro ponto a ser observado é que, em diversas fundações, as cargas verticais apresentadas no projeto original estão muito abaixo das obtidas nos demais modelos. Podem ser citados, por exemplo, os pilares P7, P8, P17 e P20, que apresentam as maiores discrepâncias, com valores que representam somente uma pequena parcela do resultado esperado.

No que se refere aos painéis de alvenaria de vedação nos modelos, observa-se que sua inclusão provoca apenas uma leve redistribuição nos valores de F_z entre as fundações, apresentando um impacto pouco significativo nos resultados da análise estrutural. A maior diferença percentual é observada no pilar P12, na comparação entre os modelos PIN e MAS-PIN, com uma redução de 6,06%.

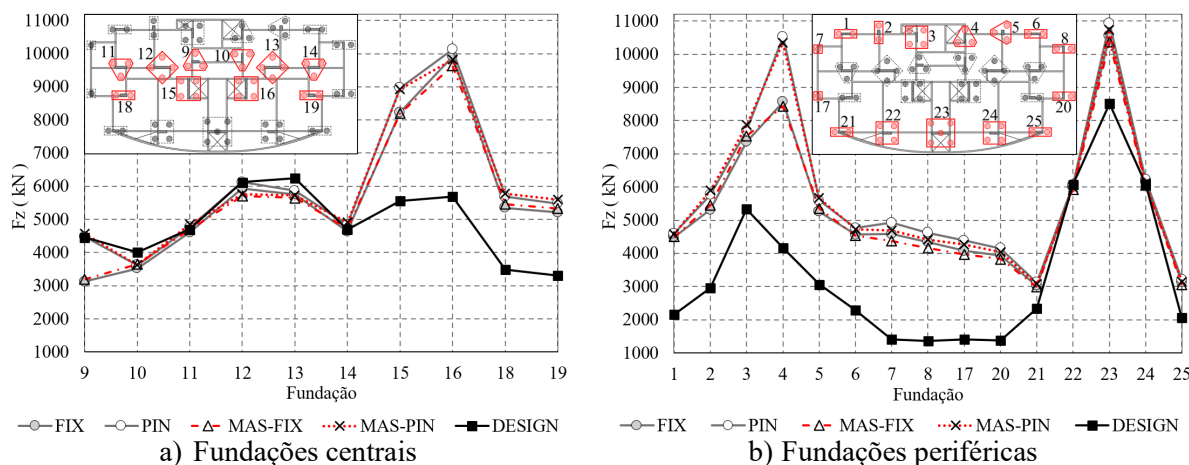


Fig. 9. Valores máximos das cargas verticais F_z

A análise dos momentos fletores atuantes nas fundações (M_x e M_y) considera, respectivamente, os momentos em torno dos eixos X e Y e toma como referência a envoltória dos valores máximos positivos e negativos, em razão da inversão de sinal causada pelos diferentes ângulos de incidência do vento. As comparações são realizadas apenas entre os modelos com restrição à rotação nos apoios, nos quais há transferência de momento para as fundações, ou seja, os modelos FIX e MAS-FIX.

Para M_x (Fig. 10), a maior variação é observada na fundação do pilar P16, com redução de 3,05% no modelo em que os painéis de alvenaria são considerados. No caso de M_y (Fig. 11), as diferenças são ainda menos expressivas, sem destaque relevante para fundações específicas. Esses resultados demonstram que a influência das alvenarias de vedação foi pouco significativa para os esforços atuantes nas fundações do edifício em questão. Tal comportamento está relacionado ao número reduzido de painéis válidos para serem considerados na modelagem, ao baixo módulo de elasticidade da alvenaria de vedação utilizada e às reduções na largura das diagonais equivalentes que representam os painéis, aplicadas para considerar o efeito das aberturas.

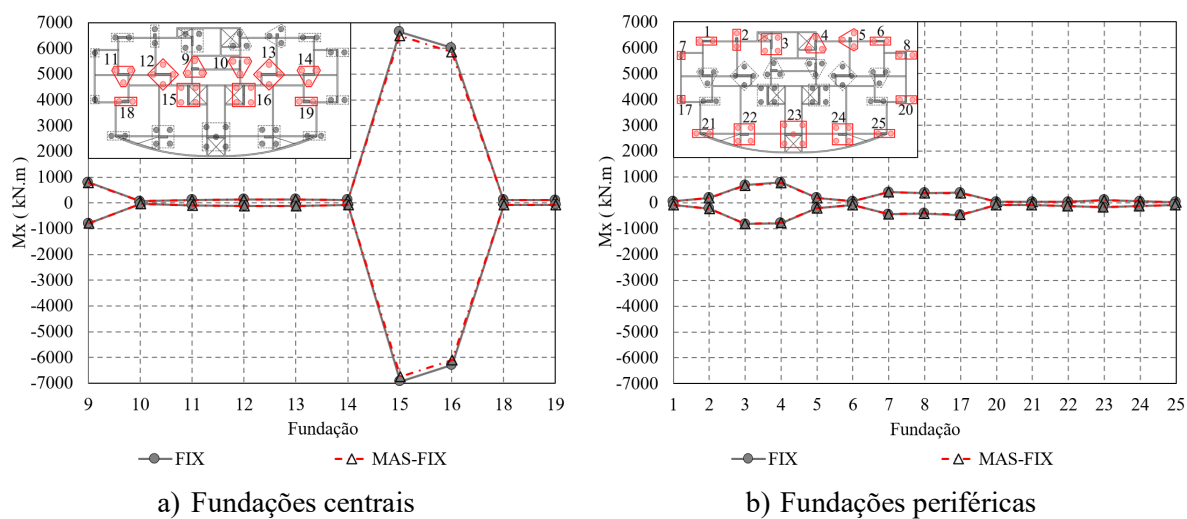


Fig. 10. Envoltória dos momentos fletores M_x

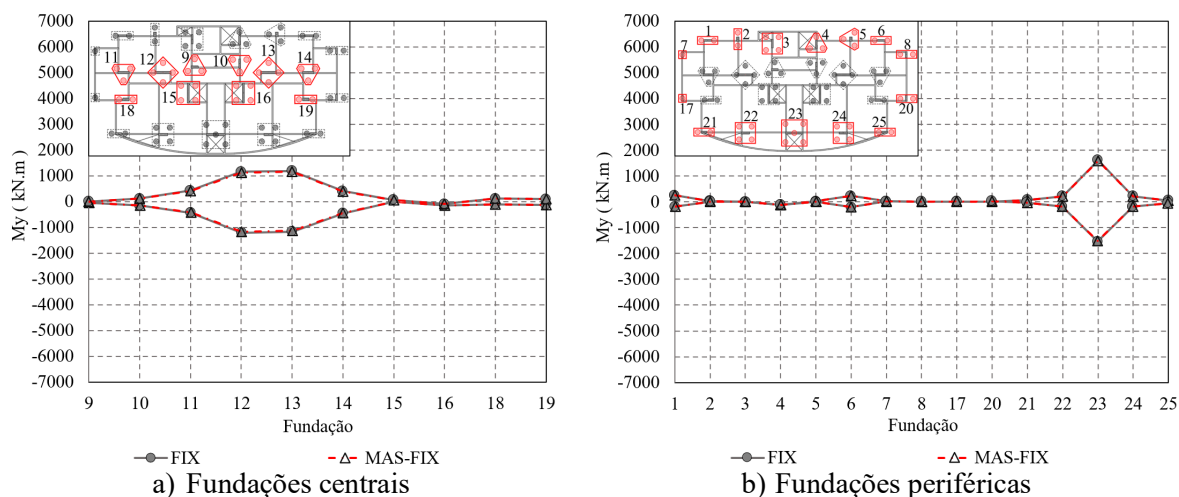


Fig. 11. Envolvória dos momentos fletores M_y

Esse padrão de influência reduzida também se reflete nos deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício e no coeficiente $RM2M1$, conforme apresentado nas Figs. 12 e 13. As variações do $RM2M1$ foram pouco significativas em ambas as direções e para os dois tipos de vinculação, sendo a maior delas na direção Y, onde houve redução de 2,25% na comparação entre os modelos MAS-FIX e FIX. Quanto aos deslocamentos horizontais máximos, a maior diferença também ocorreu entre os modelos com apoios engastados, com redução de 11,11% na direção X, na qual os valores já se encontravam dentro do limite normativo. Esses resultados confirmam que, apesar da contribuição positiva dos painéis de alvenaria para o enrijecimento do pórtico espacial, seu impacto permanece pouco expressivo no comportamento global do edifício.

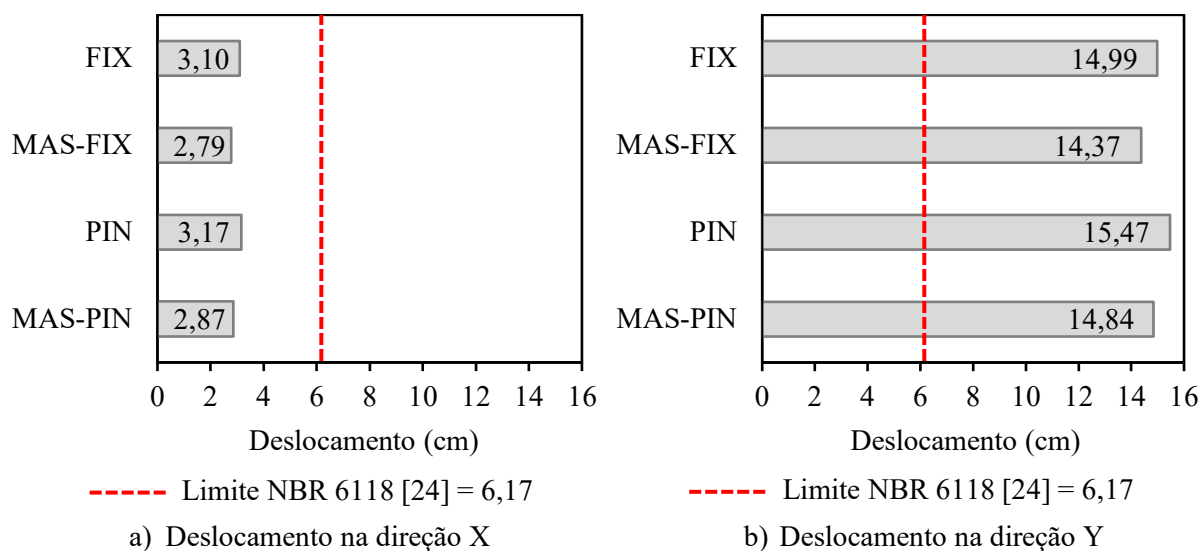


Fig. 12. Deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício

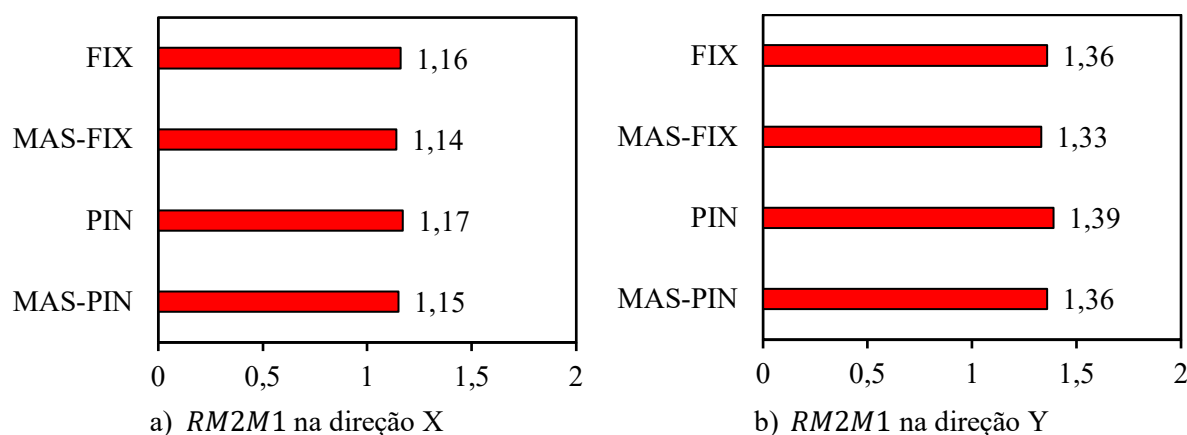


Fig. 13. Coeficiente *RM2M1*

É recorrente entre engenheiros a ideia de que certos elementos não representados diretamente na modelagem, como os painéis de alvenaria de vedação, oferecem uma margem extra de segurança à estrutura. No entanto, os dados obtidos neste estudo indicam que essa contribuição, embora presente, é pouco relevante no caso analisado, demonstrando que tal entendimento não pode ser generalizado. Desse modo, invalida-se, para o edifício Real Class, a hipótese de que os painéis de alvenaria poderiam contribuir de forma significativa para o desempenho estrutural, que apresentava deficiências graves.

2.2 Implementação da interação solo-estrutura

Para a análise dos efeitos da interação solo-estrutura na edificação, foi utilizado o módulo SISEs, disponível no *software* comercial CAD/TQS v.22. Nesse modelo, os elementos de fundação são integrados ao pórtico espacial, com os blocos simulados como elementos rígidos e as estacas representadas por barras conectadas a molas que reproduzem a deformabilidade do solo. As estacas adotadas no modelo possuem 9,5 m de comprimento e 60 cm de diâmetro, conforme as especificações do projeto de fundações. O *software* utilizado oferece diferentes abordagens para o cálculo dos recalques e da capacidade de carga das fundações. Nesse estudo, a capacidade de carga foi estimada pelo método de Antunes e Cabral [34], apropriado para estacas do tipo hélice contínua e que, segundo Velloso e Lopes [35], fornece resultados confiáveis tanto para carregamentos elevados quanto para os de menor intensidade. Neste método, a capacidade de carga última estimada (Q_{ult}) é dada pela Eq. (12).

$$Q_{ult} = A_b \cdot \beta_2 \cdot N_p + U \cdot \sum (\beta_1 \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (12)$$

No caso, β_1 e β_2 são coeficientes definidos em função do tipo de solo, conforme apresentado na Tabela 7, A_b é a área da ponta da estaca, N_p é o valor do NSPT na camada de apoio da ponta, U é o perímetro da estaca, N_L é o valor do NSPT na camada analisada ao longo do fuste, ΔL é o comprimento do trecho analisado. O NSPT corresponde ao número de golpes do ensaio SPT na camada considerada.

Tabela 7 – coeficientes β_1 e β_2

Tipo de Solo	β_1 (% de kgf/cm ²)	β_2 (kgf/cm ²)
Areia	4	2
Silte	2,5	1
Argila	2	1

A deformabilidade do solo na direção vertical foi estimada considerando o efeito de grupo por meio do método de Aoki e Lopes [36], no qual o solo é admitido como um meio elástico semi-infinito. No *software* utilizado, os parâmetros geotécnicos necessários para a aplicação do método foram definidos com base nas recomendações de Penna [37], e seus valores podem ser vistos nas Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 – Módulo de elasticidade do solo

Tipo de Solo	NSPT	Valores típicos (kgf/cm ²)
Argila mole	2 a 5	20
Argila média	6 a 10	50
Argila rija	11 a 19	80
Argila dura	>19	150
Areia muito compacta	>40	900

Tabela 9 – Coeficiente de Poisson do solo

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson
Argila saturada	0,5
Argila não saturada	0,3
Areia	0,35
Silte	0,3

A deformabilidade do solo na direção horizontal foi estimada por meio da metodologia proposta por Tietz [38], originalmente desenvolvida para tubulões, mas amplamente aplicada a estacas. Nessa abordagem, o coeficiente de recalque horizontal do solo, C_z , é determinado conforme a Eq. (13).

$$C_z = m \cdot z \quad (13)$$

O coeficiente m , fornecido nas Tabelas 10 e 11, representa a constante de proporcionalidade que caracteriza a variação de C_z em função da qualidade do solo, enquanto z corresponde à profundidade das respectivas camadas, medida a partir da superfície do terreno ou do nível da base do bloco.

Tabela 10 – Coeficientes de proporcionalidade para solos arenosos

Solo arenoso	Compacidade	NSPT	m (tf/m ⁴)
Silte	Pouco compacto	7	300
Silte	Medianamente compacto	20	500
Areia	Compacta	40	800
Areia argilosa	Muito compacta	50	1500

Tabela 11 – Coeficientes de proporcionalidade para solos argilosos.

Solo argiloso	Consistência	NSPT	m (tf/m ⁴)
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	30	900

Para a aplicação dos métodos, foram utilizados os dados de dois furos de sondagem SPT (SP-01 e SP-02), executados conforme a NBR 6484 [39] e apresentados na Fig. 14. Todas as fundações foram analisadas com base nos dados do furo de sondagem mais próximo ao seu centro de gravidade. A Fig. 15 apresenta a localização dos furos SP-01 e SP-02 e as respectivas áreas de abrangência adotadas.

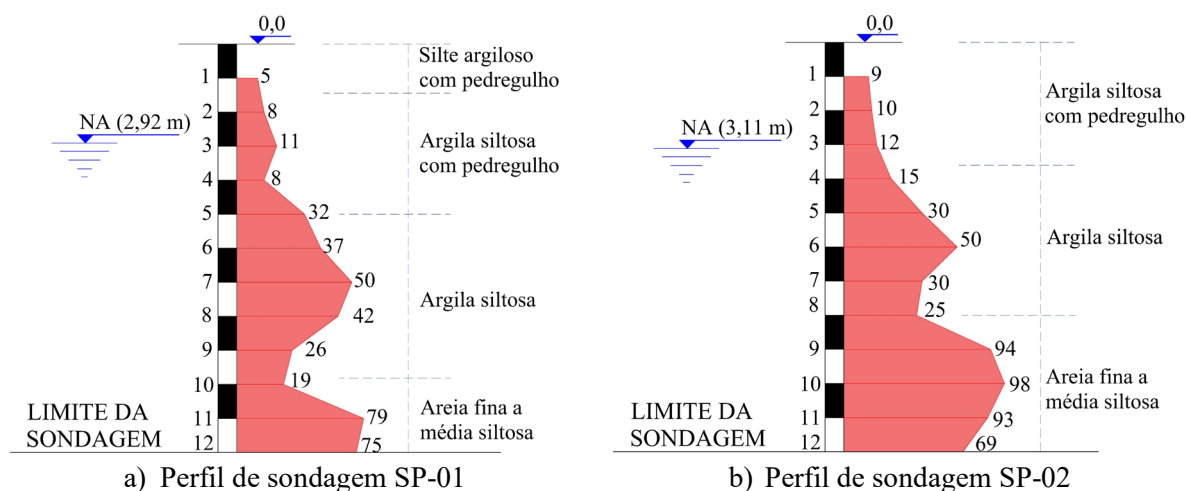


Fig. 14. Sondagens SPT

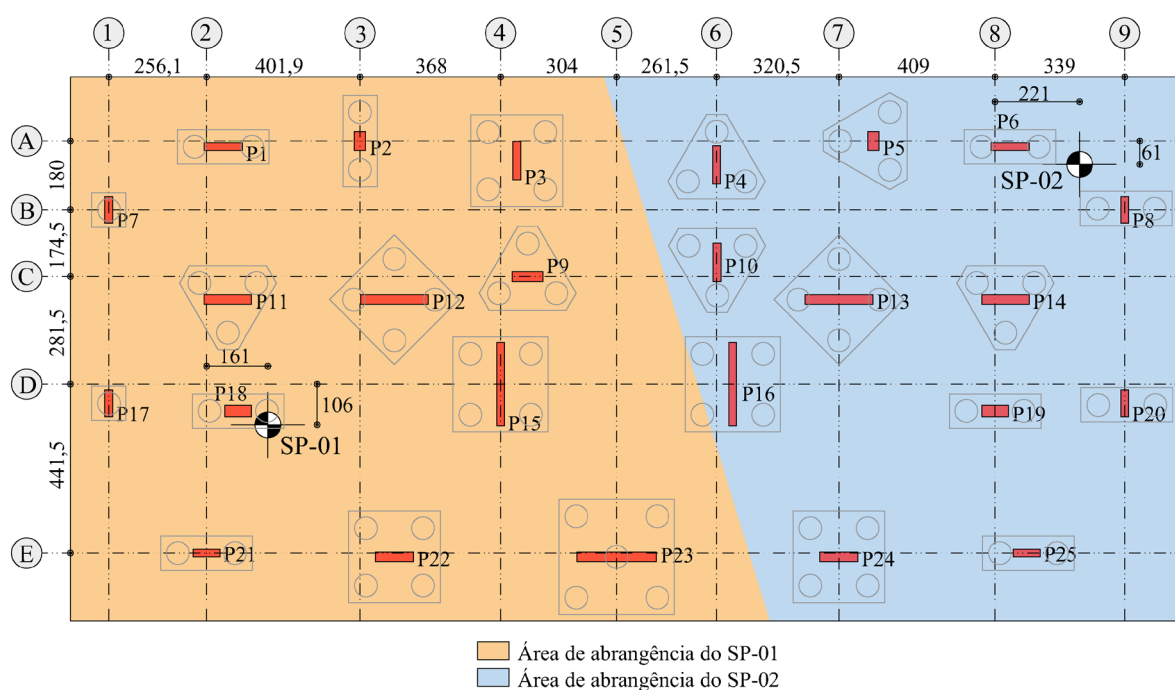


Fig. 15. Posições dos furos de sondagem

As fundações estão agrupadas de acordo com sua localização na planta da edificação, diferenciando-se entre centrais e periféricas. Para facilitar a interpretação dos resultados, os gráficos de cargas verticais e momentos fletores atuantes nas fundações (F_z , M_x e M_y) destacam essas posições em relação à planta estrutural do pavimento tipo. Na Fig. 16 são apresentados os valores máximos das cargas verticais (F_z), considerando três modelos estruturais distintos: o modelo com apoios engastados (FIX), o modelo com apoios rotulados (PIN) e a versão que incorpora a interação solo-estrutura (SSI). Para fins comparativos, também estão incluídas as cargas verticais nas fundações apresentadas no projeto original (DESIGN).

Os resultados demonstram que a consideração da interação solo-estrutura gera uma redistribuição significativa das solicitações atuantes nas fundações.

O maior acréscimo de F_z é observado na fundação do pilar P21, localizado na região periférica, onde o modelo SSI apresenta um valor 19,65% superior ao do modelo FIX e 15,97% superior ao do modelo PIN. Já o maior decréscimo ocorre na fundação do pilar P9, situada na região central, com F_z 32,76% inferior à do modelo PIN. Por outro lado, em relação ao modelo FIX, verifica-se uma redução de apenas 3,69%, evidenciando as diferenças entre os dois modelos de referência. De modo geral, nota-se que a distribuição de cargas verticais do modelo SSI segue um padrão mais próximo ao do modelo FIX do que ao do modelo PIN. Além disso, assim como observado na análise da consideração dos painéis de alvenaria, as cargas verticais do projeto original (DESIGN) permanecem, na maior parte das fundações, muito abaixo dos valores obtidos nos modelos analisados.

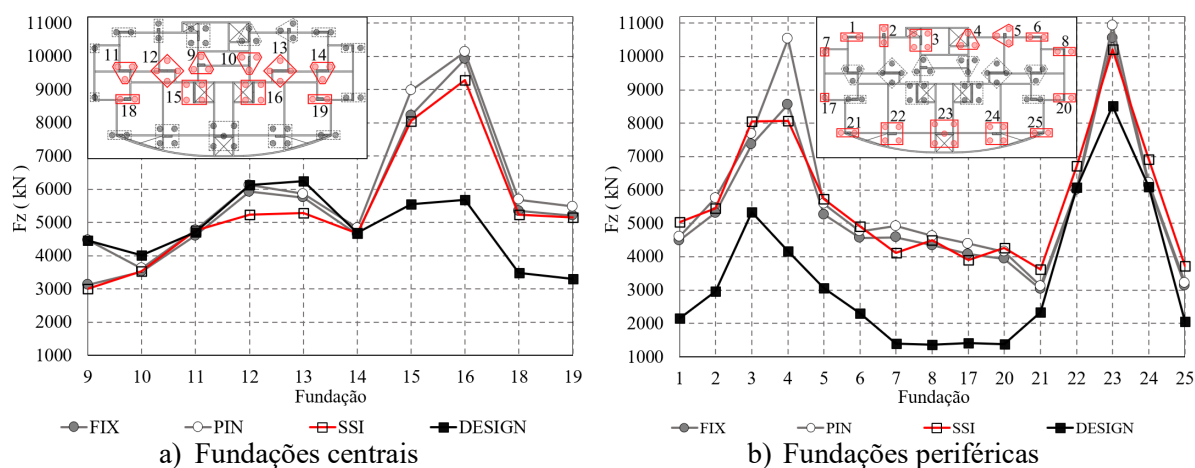


Fig. 16. Valores máximos das cargas verticais F_z

A análise dos momentos fletores atuantes nas fundações (M_x e M_y) considera, respectivamente, os momentos em torno dos eixos X e Y e usa como referência a envoltória dos valores máximos positivos e negativos, devido aos diferentes ângulos de incidência do vento. As comparações levam em conta apenas os modelos com restrição à rotação nos apoios e, por consequência, com transferência de momento para as fundações, ou seja, os modelos FIX e SSI. A análise concentra-se nos elementos com maior variação em valores absolutos, evitando atribuir importância a percentuais calculados sobre momentos fletores de pequena magnitude, que pouco influenciam o comportamento global da estrutura.

A consideração da interação solo-estrutura gerou variações em todas as fundações nas comparações entre os modelos SSI e FIX. Para M_x (Fig. 17), os maiores impactos em valores absolutos aparecem nas fundações dos pilares P15 e P16, com destaque para a fundação do P15, que apresenta redução de 3759,7 kN.m (53,83%). Para M_y (Fig. 18), o comportamento é semelhante, e os maiores impactos são observados nas fundações dos pilares de maior rigidez à flexão associada a esse momento (P12, P13 e P23). A variação mais expressiva ocorre na fundação do pilar P23, com redução de 1032,7 kN.m (64,12%).

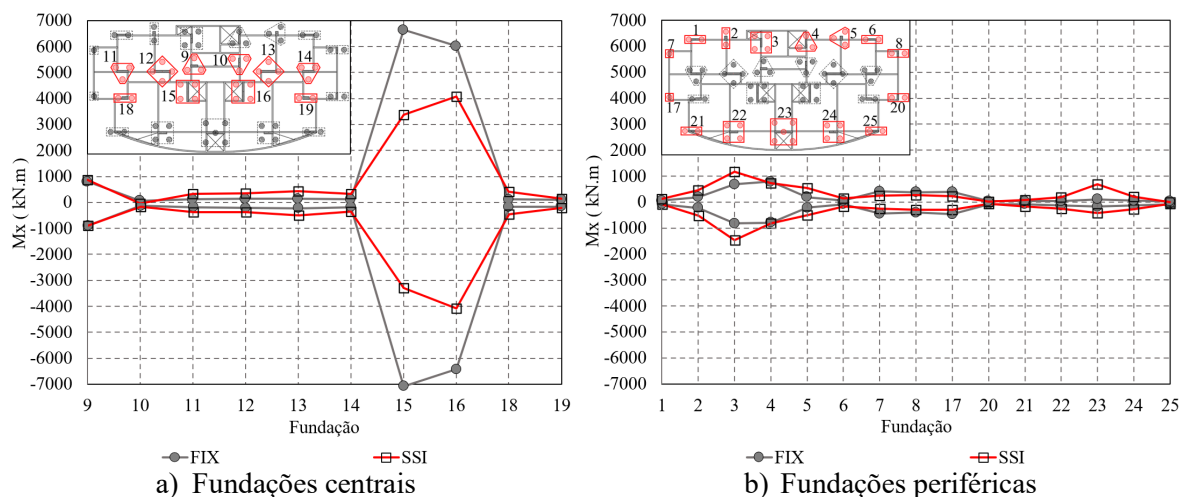


Fig. 17. Envoltória dos momentos fletores M_x

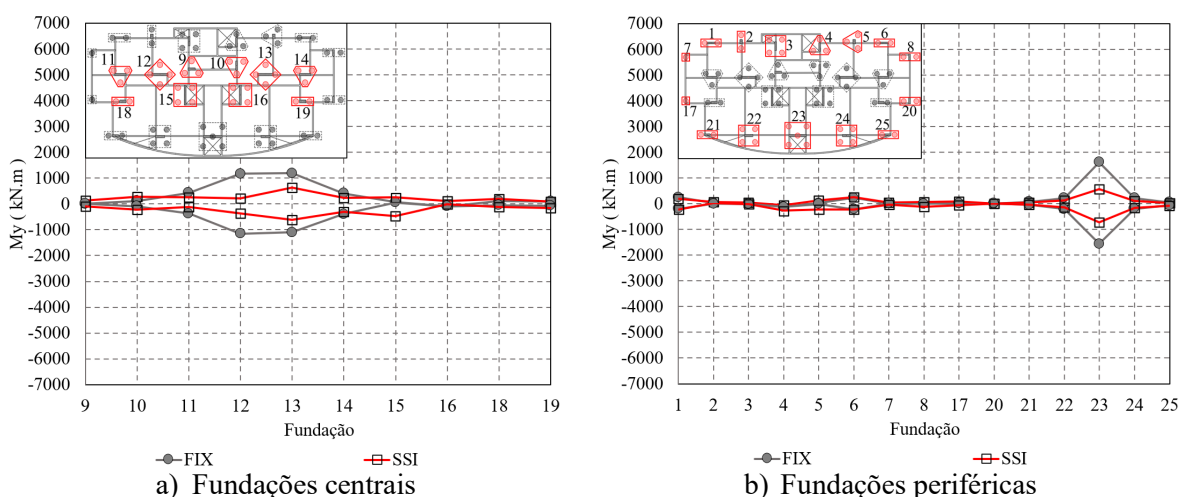


Fig. 18. Envoltória dos momentos fletores M_y

Com base nesses resultados, pode-se afirmar que as fundações mais impactadas, quanto aos momentos fletores, são aquelas associadas aos pilares de maior inércia, que desempenham papel fundamental no sistema de contraventamento do edifício. Além disso, a consideração da interação solo-estrutura no modelo SSI resulta no aumento da flexibilidade global do pórtico espacial, mesmo na comparação com o modelo PIN, que não possui restrição à rotação em suas fundações, como apresentado nas Figs. 19 e 20. Nessa comparação, é possível observar que a direção Y, de menor rigidez, é a mais afetada, com acréscimos de 15,82% no $RM2M1$ e de 29,47% no deslocamento horizontal máximo no topo do edifício.

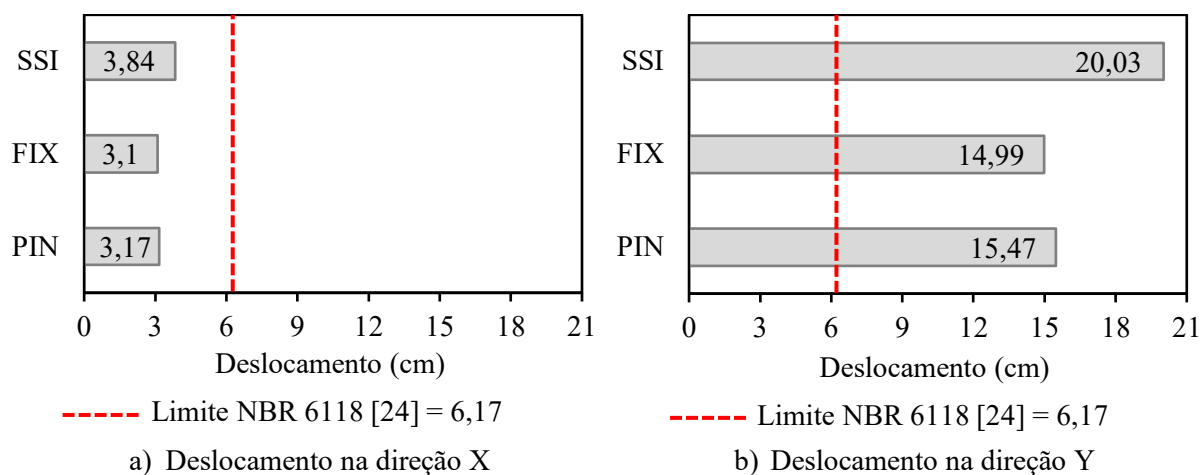


Fig. 19. Deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício

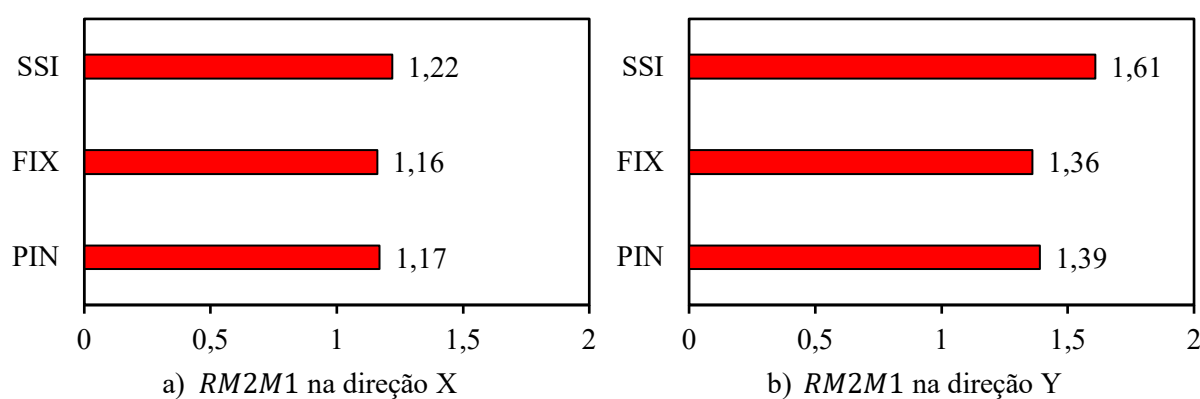


Fig. 20. Coeficiente $RM2M1$

Esse comportamento está associado aos deslocamentos proporcionados pela deformabilidade do solo. Enquanto o modelo PIN impõe deslocamentos nulos no nível das fundações, o modelo SSI permite deslocamentos nesse ponto, que variam conforme a rigidez do sistema e a intensidade dos esforços, como ilustrado na Fig. 21. Essa diferença de comportamento levou o modelo PIN a subestimar os deslocamentos horizontais e os efeitos globais de segunda ordem, contrariando a expectativa de que a adoção de apoios rotulados representaria uma abordagem mais conservadora.

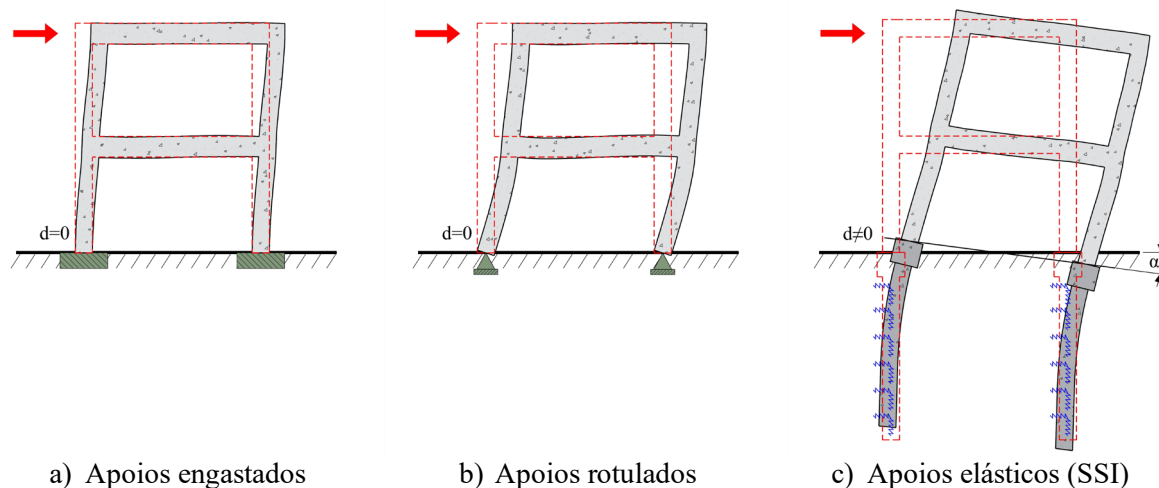


Fig. 21. Efeito da interação solo-estrutura na flexibilidade do pórtico

No meio técnico, é comum considerar os apoios elásticos como condição intermediária entre vínculos rotulados e engastados, sob a premissa de que a rigidez das fundações introduz uma restrição parcial às rotações. No entanto, essa interpretação frequentemente desconsidera que essa mesma rigidez também afeta as translações. Os impactos da interação solo-estrutura em edifícios altos são reconhecidos pela NBR 6122, em sua versão mais recente [10], que exige sua consideração em estruturas com altura superior a 55 m, condição na qual se enquadra o edifício Real Class.

2.3 Verificação da segurança dos pilares para a etapa de construção

Com base nos resultados de trabalhos anteriores, que apontaram grandes deficiências na capacidade resistente dos pilares, as análises concentraram-se nesses elementos. Em razão de o colapso do edifício ter ocorrido durante sua fase de construção, o modelo adotado para a verificação da segurança foi desenvolvido segundo critérios normativos específicos para essa etapa. Todas as cargas permanentes foram consideradas, enquanto as cargas de utilização foram desconsideradas, uma vez que, no momento do colapso, não havia ocupação dos pavimentos. Os coeficientes ponderadores das ações foram reduzidos, conforme estabelece a NBR 8681 [40] para estruturas em fase de construção. Todas as normas empregadas correspondem àquelas vigentes à época da concepção do edifício, de modo a representar com fidelidade o contexto técnico no qual o projeto foi desenvolvido.

Conforme demonstrado, a interação solo-estrutura tem impacto significativo nos resultados da análise estrutural do edifício Real Class, ao contrário da contribuição dos painéis de alvenaria de vedação, cuja influência foi pouco significativa. Por esse motivo, o modelo adotado para a verificação da segurança dos pilares considera apenas a interação solo-estrutura. A inclusão simultânea dessas duas variáveis tornaria a modelagem mais complexa, sem trazer ganhos relevantes em termos de resposta estrutural. Assim, optou-se por uma abordagem mais otimizada e alinhada aos resultados observados, voltada a representar os efeitos que de fato impactam a análise do edifício Real Class. Os demais critérios de modelagem apresentados na Seção 2 foram mantidos.

A verificação da segurança dos pilares foi conduzida por meio de diagramas de interação tridimensionais (Fig. 22), que representam a capacidade resistente da seção transversal frente a combinações simultâneas de força axial e momentos fletores. Esses diagramas permitem avaliar se os esforços atuantes se situam dentro ou fora da superfície de resistência da seção. Os limites de deformação dos materiais adotados seguiram os critérios estabelecidos pela NBR 6118 [24], e os gráficos foram gerados com o auxílio do software IDEA StatiCa v.22. Para o cálculo dos esforços locais de segunda ordem, foi empregado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, uma das alternativas previstas na NBR 6118 [24] para pilares com índice de esbeltez (λ) de até 90. Essa escolha se baseou nos resultados de Klein Júnior *et al.* [41], cujo estudo mostrou que, dentre os métodos comparados para essa faixa de esbeltez, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou maior proximidade com os resultados experimentais e menor dispersão.

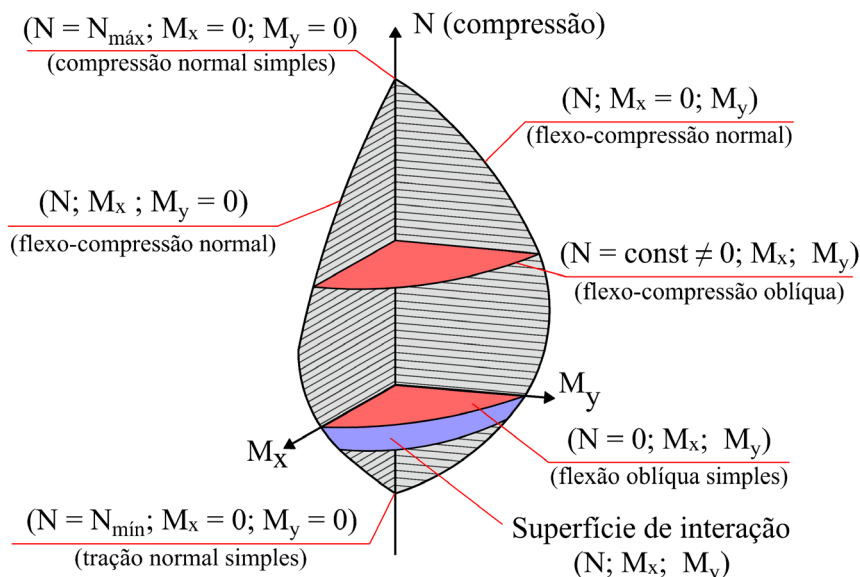


Fig. 22. Diagrama de interação (adaptado de Fusco [42])

De modo a contemplar diferentes condições de carregamento e direcionar a análise para os elementos mais críticos, foram selecionados dois pilares de centro, dois de borda e dois de canto. Nessa escolha, foram priorizados os pilares com maior nível de comprometimento, ou seja, aqueles que apresentaram as piores relações entre os esforços solicitantes e a resistência da seção. A Fig. 23 ilustra a localização desses pilares na planta estrutural do pavimento tipo.

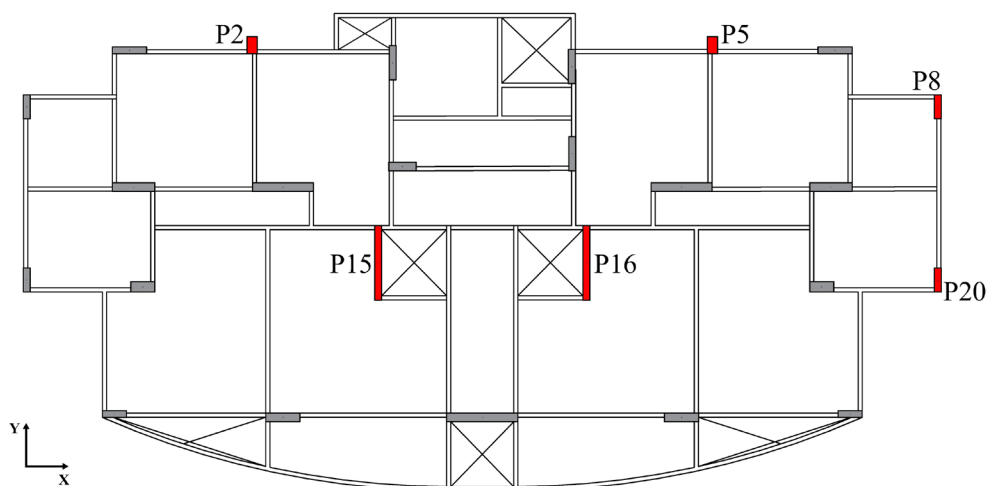


Fig. 23. Pilares críticos analisados

A avaliação da segurança concentrou-se nos pilares do térreo, por se tratar do trecho com a maior parte das situações críticas. Além disso, esses pilares foram objeto de um levantamento detalhado das armaduras executadas em campo pela equipe de perícia do Centro de Perícias Científicas Renato Chaves. Conforme apresentado por Ribeiro [7], esse levantamento evidenciou que, em vários pilares, as armaduras executadas eram diferentes das indicadas em projeto, com situações em que se constatou taxa de armadura superior à prevista e outras em que se verificou taxa inferior.

Nas Figs. 24, 25 e 26 são apresentadas as curvas de resistência dos pilares adotados na verificação, nas quais se observa a interação entre a força axial (N) e o momento fletor resultante (M), considerada a atuação conjunta de M_x e M_y. As curvas de resistência são apresentadas nas formas característica (R_k) e de projeto (R_d). Também são indicadas a geometria da seção

transversal e outras informações importantes para a verificação da seção, como as armaduras longitudinais e a combinação crítica utilizada para cada elemento.

No caso dos pilares-parede, conforme estabelece a NBR 6118 [24], as seções foram subdivididas em faixas e analisadas individualmente, com base nas tensões atuantes em cada uma delas. A Fig. 26 destaca as faixas críticas adotadas para a verificação da segurança e apresenta os dois pilares, dentre os seis selecionados, que se enquadram na classificação de pilar-parede.

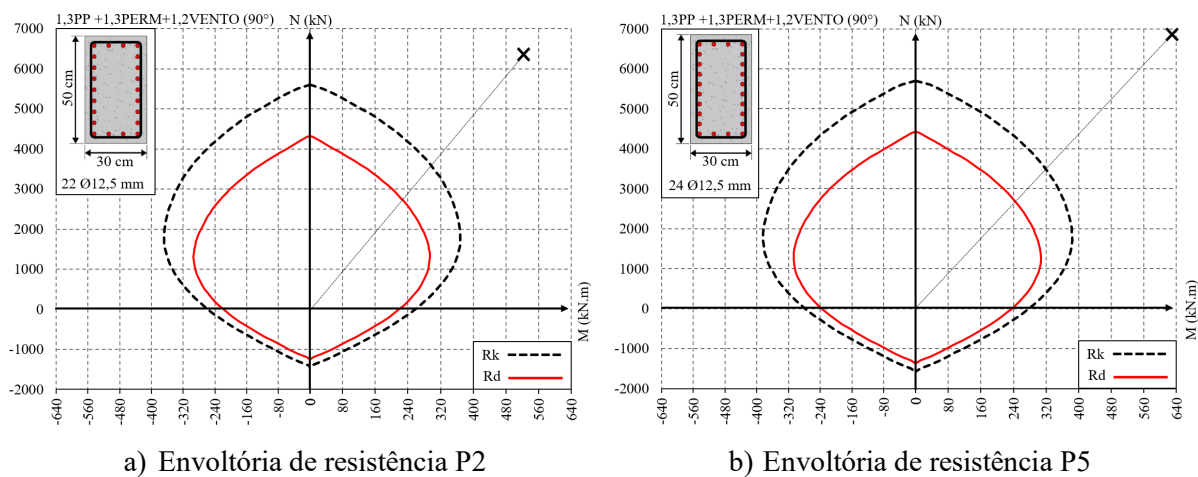


Fig. 24. Pilares de borda mais críticos

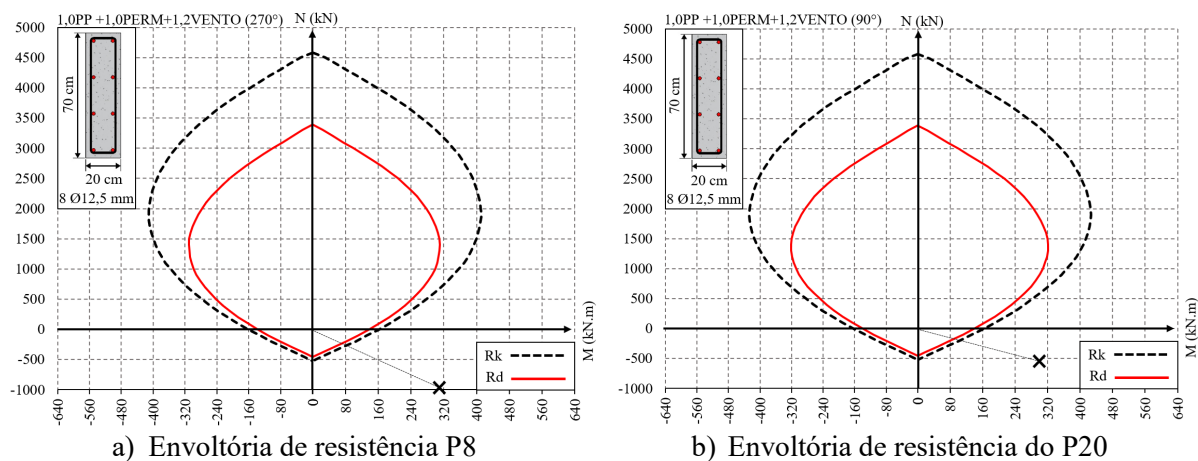


Fig. 25. Pilares de canto mais críticos

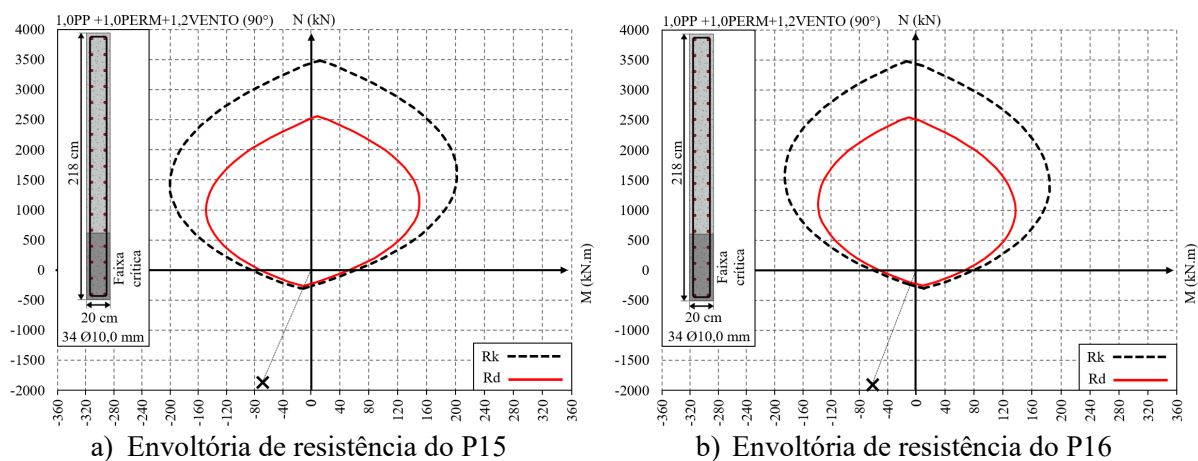


Fig. 26. Pilares de centro mais críticos

Todos os pilares analisados apresentam solicitações superiores às suas resistências quando submetidos às combinações de carregamentos mais desfavoráveis. Os pilares centrais P15 e P16 destacam-se como os mais críticos, sobretudo em função dos esforços de flexão induzidos pela ação do vento, considerando o papel relevante que desempenham no contraventamento da estrutura. Nesses elementos, a faixa crítica da seção encontrava-se tracionada e as cargas gravitacionais não constituíam a parcela mais significativa da solicitação. Ao contrário, nesse caso, essas cargas contribuía para a redução dos esforços axiais de tração provocados pelo vento.

De forma semelhante aos pilares centrais, os pilares P8 e P20 também apresentaram tração em suas respectivas combinações críticas, o que reforça a insuficiência desses elementos frente aos esforços provocados pelo vento. Já os pilares de borda P2 e P5 tiveram como mais críticas as combinações que induzem compressão axial, nas quais as cargas gravitacionais e a ação do vento se somam. Embora também tenham ultrapassado a envoltória de resistência, esses dois pilares exibiram o menor nível de comprometimento dentro do conjunto dos seis pilares críticos analisados.

As situações de carregamento mais críticas ocorrem devido à atuação do vento na direção de menor rigidez da edificação (Y), em que a força de arrasto é mais intensa e os efeitos globais de segunda ordem são mais significativos. Cabe destacar que os pilares P15 e P16 também foram identificados como os dois mais críticos por Ribeiro [7]. No mesmo estudo, os pilares P4, P7 e P17 foram apontados entre aqueles com maior deficiência estrutural. No entanto, com a consideração da interação solo-estrutura, as forças axiais nesses elementos foram consideravelmente reduzidas em relação ao modelo com apoios rotulados, o que alterou os níveis de criticidade.

3 ANÁLISE DOS QUANTITATIVOS DE MATERIAIS

O dimensionamento estrutural de um edifício tem impacto direto sobre o consumo de materiais. Um eventual subdimensionamento pode reduzir significativamente os quantitativos esperados, enquanto o superdimensionamento tende a aumentá-los. A partir das análises realizadas com o objetivo de avaliar os impactos dos painéis de alvenaria e da interação solo-estrutura na resposta do edifício Real Class, ficou evidente que as cargas verticais apresentadas no projeto original, em diversas fundações, estavam muito abaixo do esperado. Além disso, na análise da segurança dos pilares para a etapa de construção, verificou-se que, mesmo sem considerar as cargas de utilização, vários pilares apresentavam uma condição crítica de subdimensionamento.

Com base nisso, uma análise focada nos quantitativos de materiais do edifício Real Class foi elaborada, de modo a demonstrar como esse subdimensionamento se manifestou nesses quantitativos e fornecer uma visão geral sobre a condição das lajes, vigas e pilares. Para isso foi elaborado um modelo com concepção estrutural alternativa, compatível com as normas técnicas em vigor à época de elaboração do projeto do edifício. Os quantitativos de materiais resultantes dessa concepção foram utilizados como base de comparação com os do projeto original. Como a consideração da interação solo-estrutura não era exigida pelas normas vigentes naquele período, ela foi desconsiderada nesta análise. Assim, optou-se por adotar apoios engastados por ser o tipo de vinculação simplificada que mais se aproximou da distribuição de esforços observada no modelo com interação solo-estrutura.

Para atingir o desempenho adequado com base nas prescrições normativas, foram realizadas alterações nas seções de pilares e vigas, respeitando as limitações arquitetônicas e mantendo proximidade com a concepção original. As lajes não foram modificadas, uma vez que suas espessuras já atendiam aos carregamentos previstos. Na concepção do projeto original, os pilares apresentam variação de seção no pavimento tipo 16, abordagem também mantida na concepção alternativa. Os efeitos de globais de segunda ordem foram considerados por meio

do processo $P-\Delta$ e avaliados com base no coeficiente $RM2M1$. A Fig. 27 apresenta a concepção original e a concepção alternativa, evidenciando as principais diferenças nas dimensões e na disposição dos elementos estruturais. Ressalta-se que o objetivo dessa comparação não é propor uma solução otimizada, mas sim estabelecer uma base técnica para avaliar o impacto das decisões de projeto sobre os quantitativos de materiais.

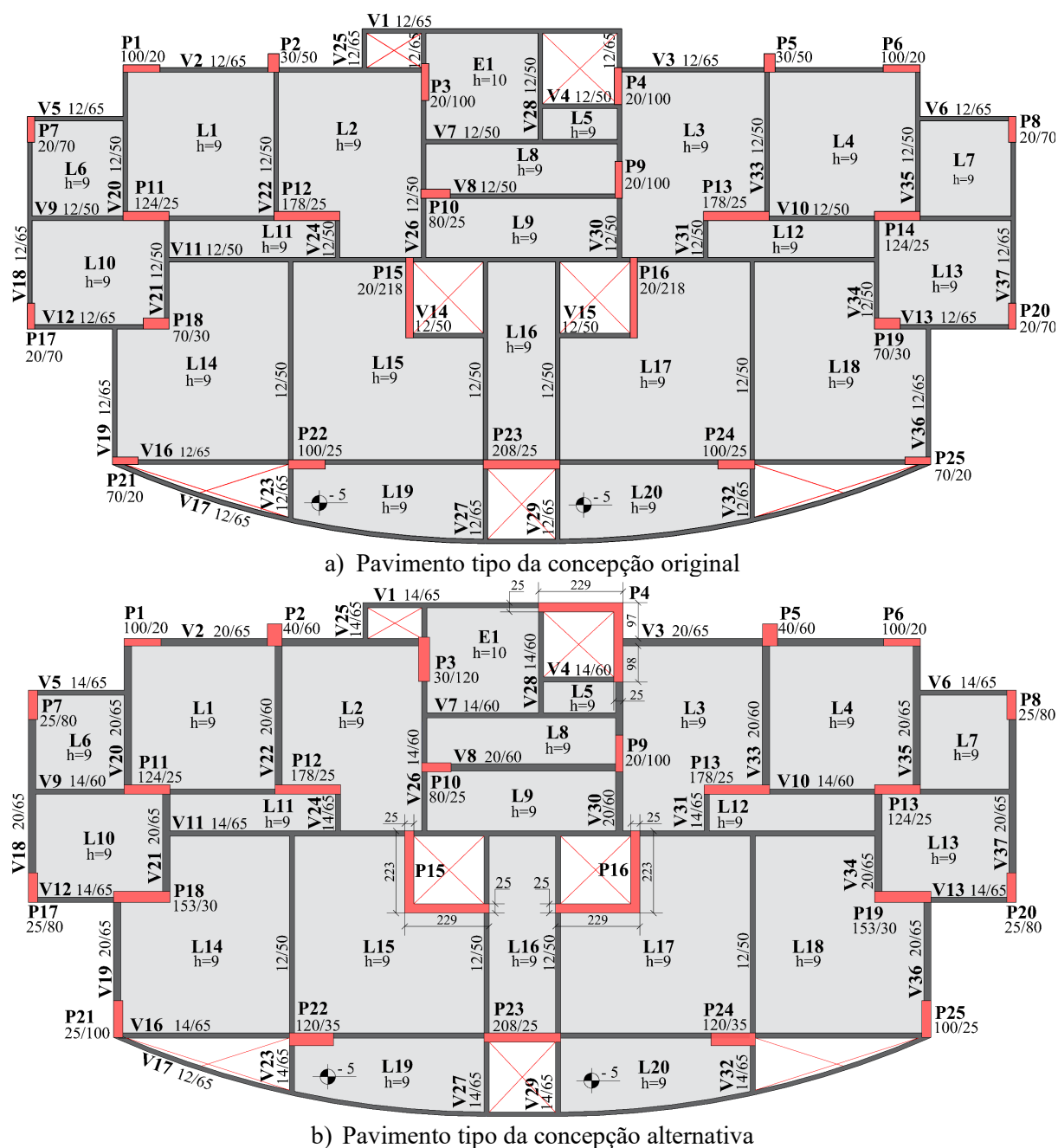
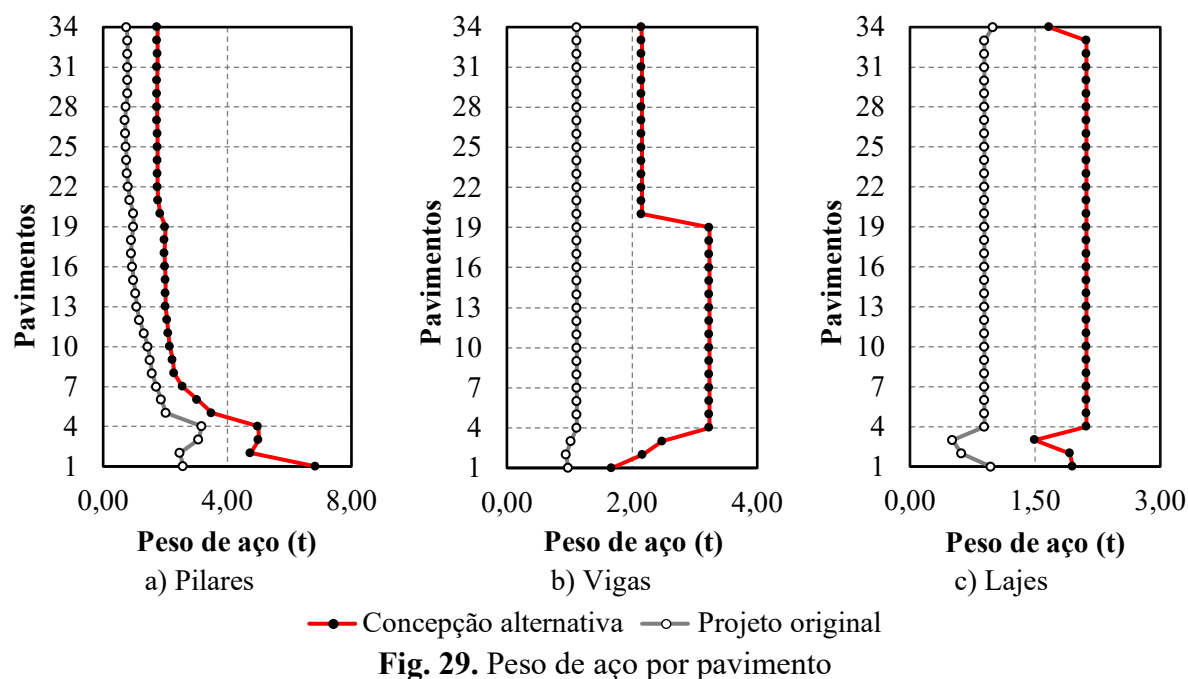
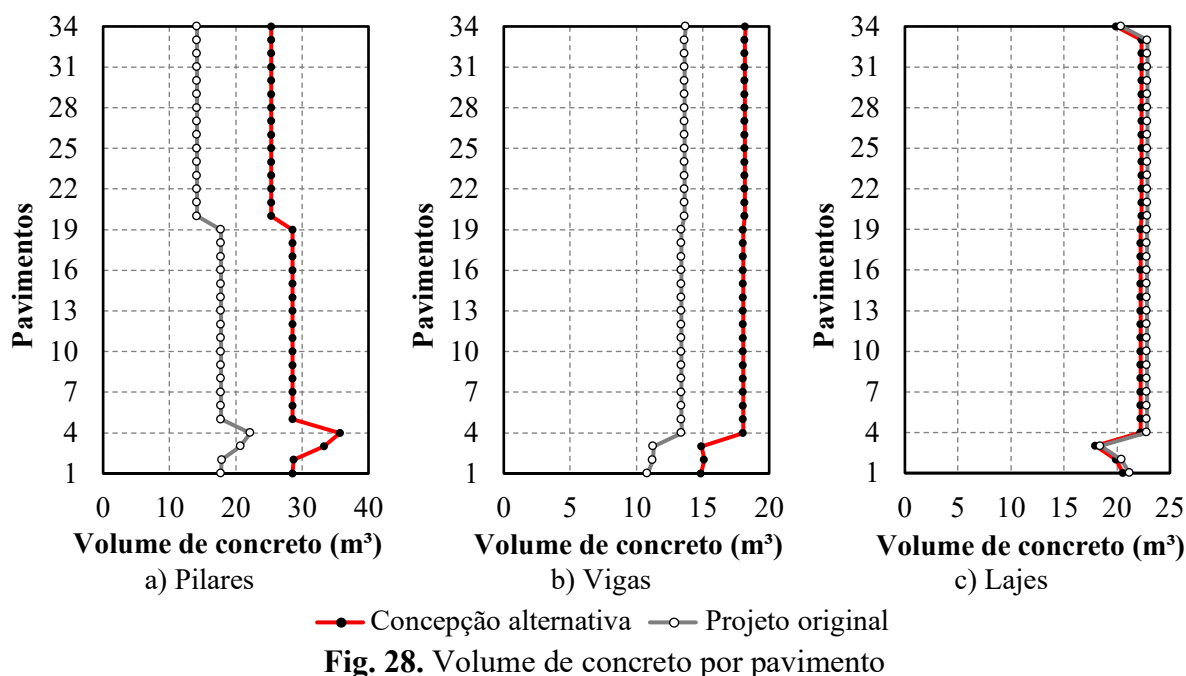


Fig. 27. Comparação entre as concepções

As Figs. 28 e 29 apresentam os quantitativos de concreto e aço, respectivamente, distribuídos por pavimento para os elementos estruturais pilares, vigas e lajes, comparando o projeto original com a concepção alternativa. O eixo horizontal representa o quantitativo de material, ou seja, o volume de concreto ou o peso de aço, enquanto o eixo vertical indica a numeração dos pavimentos, do térreo até a cobertura. Conforme se observa na Fig. 29(b), o peso de aço das vigas não foi mantido constante ao longo de todos os pavimentos tipo, como no projeto original.

Foram definidas duas faixas de padronização, separadas pelo pavimento tipo 16, onde ocorre a variação de seção dos pilares. Essa estratégia teve como objetivo evitar a superestimação das armaduras necessárias que ocorreria caso todos os pavimentos tipo fossem padronizados com base naquele que apresenta a maior quantidade de armaduras, considerando a variação dos esforços solicitantes ao longo da altura da edificação. De modo geral, verifica-se que a concepção alternativa demanda quantidades significativamente maiores de aço e concreto em praticamente todos os elementos e pavimentos.



Para os pilares, as maiores diferenças encontradas ao longo dos pavimentos, entre o projeto original e a concepção alternativa foram de 79,02% para o volume de concreto e de 164,47% para o peso de aço. No caso das vigas, as maiores variações nos quantitativos de concreto e aço foram de 34,64% e 189,28%, respectivamente. As vigas não se enquadram no critério

normativo de redução das cargas acidentais para considerar a repetição dos pavimentos, de modo que, nos primeiros pavimentos, além de estarem submetidas a esforços elevados decorrentes da ação do vento, também resistem integralmente as cargas de utilização.

As lajes do modelo alternativo apresentam um volume de concreto ligeiramente inferior ao do projeto original, redução associada à diminuição da área total de lajes, consequência do aumento nas dimensões de pilares e vigas. Entretanto, ao se avaliar o peso de aço, as lajes passam a apresentar comportamento semelhante ao observado em vigas e pilares, com um aumento significativo (138,20%) em relação ao projeto original. Esses resultados evidenciam que existem deficiências relevantes em todos os elementos estruturais.

Os quantitativos de materiais também podem ser avaliados a partir de seus valores globais, permitindo uma análise geral da edificação. Assim, para o concreto, calcula-se a razão entre seu volume total e a área construída, resultando em um indicador expresso em m^3/m^2 . Para o aço, aplica-se o mesmo princípio, utilizando-se o peso total de material, com resultado expresso em kg/m^2 . Com o objetivo de contextualizar os resultados em relação ao cenário nacional, foram plotados os valores mínimos, médios e máximos indicados pelo TCPO [22], base de dados amplamente utilizada na construção civil brasileira que reúne composições de serviços, consumos de materiais e indicadores de produtividade, além dos dados levantados por Belizario-Silva *et al.* [23], organizados conforme o número de pavimentos. A Fig. 30 apresenta gráficos com pontos indicando os valores globais obtidos para o projeto original e para a concepção alternativa. Nesse gráfico, as faixas do TCPO [22] são horizontais por serem independentes do número de pavimentos.

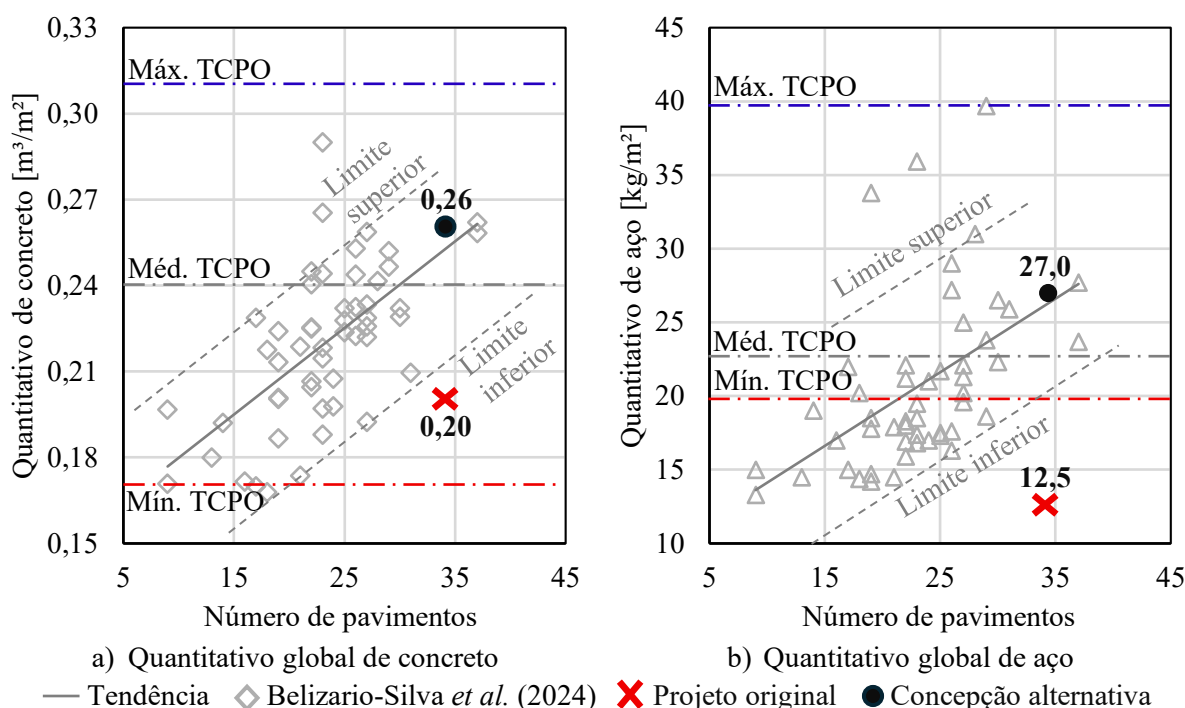


Fig. 30. Quantitativos globais de materiais

Para o concreto, observa-se que a concepção alternativa apresenta valor próximo aos valores intermediários indicados tanto pelo TCPO [22] quanto pelo estudo de Belizario-Silva *et al.* [23]. Já o projeto original se posiciona abaixo do limite inferior definido com base nos dados de Belizario-Silva *et al.* [23] e próximo ao mínimo indicado pelo TCPO [22]. No caso do aço, a concepção alternativa apresenta valor compatível com os valores intermediários das duas fontes. Por outro lado, o projeto original exibe resultado significativamente inferior aos patamares mínimos observados nessas referências. Esses resultados demonstram que, apesar da

simplicidade, a análise do quantitativo global de materiais foi capaz de demonstrar as deficiências estruturais do edifício Real Class. Assim como nas análises anteriores, o projeto original do edifício resultou em diferenças significativas em relação ao esperado demonstrando que, independentemente da abordagem, os resultados apontam para um projeto inadequado, muito distante do ideal.

5 CONCLUSÕES

Neste artigo, foram elaborados diferentes modelos estruturais para a análise do edifício Real Class, que colapsou durante a fase de construção. Buscou-se avaliar, separadamente, os efeitos da presença dos painéis de alvenaria de vedação e da interação solo-estrutura na resposta estrutural do edifício, verificar a segurança dos pilares na etapa em que ocorreu o acidente e comparar os quantitativos de materiais do projeto original com uma concepção alternativa dimensionada conforme as normas vigentes à época de desenvolvimento do projeto. A partir dos resultados obtidos, destacam-se as seguintes conclusões:

Para o edifício Real Class, a contribuição das alvenarias de vedação foi pouco significativa. Verificou-se apenas um aumento limitado da rigidez lateral, sem impacto relevante nas solicitações atuantes nas fundações, nos deslocamentos horizontais no topo do edifício e na intensidade dos efeitos globais de segunda ordem, mantendo uma resposta global praticamente equivalente à dos modelos de referência.

Por outro lado, a consideração da interação solo-estrutura revelou-se determinante. Em comparação com os modelos com apoios idealizados (FIX e PIN), ocorreram redistribuições significativas das solicitações nas fundações. A deformabilidade dos apoios resultou em aumento da flexibilidade global do edifício, com acréscimos nos deslocamentos horizontais e intensificação dos efeitos globais de segunda ordem, sobretudo na direção de menor rigidez estrutural (direção Y).

A verificação da segurança dos pilares na fase de construção indicou subdimensionamento generalizado. As combinações mais desfavoráveis incluíram a ação do vento atuando na direção de menor rigidez global da edificação (direção Y). A inclusão da interação solo-estrutura alterou a distribuição dos esforços e os níveis relativos de criticidade entre alguns pilares, mas não modificou o cenário de insuficiência de capacidade resistente dos elementos analisados.

A comparação direta dos quantitativos por tipo de elemento estrutural evidenciou discrepâncias expressivas entre o projeto original e a concepção alternativa, com maior diferença no peso do aço. As quantidades significativamente superiores de aço em lajes, vigas e pilares na concepção alternativa mostraram-se consistentes com os resultados das demais análises, que apontaram para um quadro de subdimensionamento.

A avaliação dos indicadores globais de materiais por área construída também revelou inconsistências no projeto original. Enquanto a concepção alternativa apresentou valores compatíveis com referências nacionais, o projeto original resultou em valores inferiores ao esperado, sobretudo no consumo de aço. Para o caso analisado, esses indicadores mostraram-se adequados como ferramenta complementar na verificação da coerência de projetos estruturais.

REFERÊNCIAS

- [1] T. da Cruz Sessa, Colapso progressivo de edificações de concreto armado em construção, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.
- [2] T.G.L.J. Bikoko, J.C. Tchamba, F.N. Okonta, A Comprehensive Review of Failure and Collapse of Buildings/Structures, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)* 10 (2019) 187–198. <https://ssrn.com/abstract=3453723> (accessed February 17, 2025).
- [3] L.E. Yamin, J.F. Correal, J.C. Reyes, F. Ramirez, R. Rincón, A.I. Hurtado, J.F. Dorado, Sudden Collapse of the 27-Story Space Building in Medellin, Colombia, *Journal of Performance of Constructed Facilities* 32 (2018). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001148](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001148).
- [4] B. Caicedo, E. Alonso, C. Mendoza, J. Alcoverro, The collapse of Space building, *Géotechnique* 69 (2019) 260–273. <https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.265>.
- [5] M.F. Sulaima, H.S. Lew, C.Y. Lau, C.K.Y. Lim, A.T. Azily, A case study of engineering ethics: lesson learned from building collapse disaster toward malaysian engineers, 2014. <https://www.researchgate.net/publication/267512121>.
- [6] ABNT, NBR 6123 Wind loads, (1988) 66.
- [7] R.J.C. Ribeiro, O colapso do edifício Real Class, Universidade Federal do Pará, 2014.
- [8] L.S. Tapajós, J.A.T. Ferreira, A.F. Lima Neto, M.R. Teixeira, M.P. Ferreira, Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 9 (2016) 883–910. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952016000600005>.
- [9] M. Sanayei, L. Edgers, P. Kirshen, Effects of increased wind loads on tall buildings, 2003. <https://www.researchgate.net/publication/294797011>.
- [10] ABNT, NBR 6122 Design and construction of foundations, (2019) 108.
- [11] M.G. Ritter, M.L. Menegotto, M.F. Costella, R.C. Pavan, S.E. Pilz, Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 13 (2020) 248–273. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000200005>.
- [12] O.C. Marques, L.A. Feitosa, K.V. Bicalho, E.C. Alves, Analysis of constructive effect and soil-structure interaction in tall building projects with shallow foundations on sandy soils, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 14 (2021). <https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000100003>.

- [13] E.C. Alves, L.A. Feitosa, Analysis of the global tall buildings stability in flat slabs considering the soil structure interaction, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 13 (2020) 183–199. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000100013>.
- [14] G.M.S. Alva, G.A. Montandon, Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 12 (2019) 1058–1085. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000500006>.
- [15] F.J. Pallarés, A. Davia, W.M. Hassan, L. Pallarés, Experimental and analytical assessment of the influence of masonry façade infills on seismic behavior of RC frame buildings, *Eng Struct* 235 (2021) 112031. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112031>.
- [16] E.M. dos Santos, *Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado*, Universidade Católica de Pernambuco, 2007.
- [17] M. Barros, E. Cavaco, L. Neves, E. Júlio, Effect of non-structural masonry brick infill walls on the robustness of a RC framed building severely damaged due to a landslide, *Eng Struct* 180 (2019) 274–283. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.027>.
- [18] Ö. Onat, P.U. Evci, A parametric study in reinforced concrete frames with different infill wall materials, *Bulletin of Earthquake Engineering* 22 (2024) 4447–4476. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01936-7>.
- [19] A.O. Rigão, *Modelagem de pórticos em concreto armado preenchidos com alvenaria participante*, Universidade Federal de Santa Maria, 2022.
- [20] F. Cetisli, Effect of openings on infilled frame stiffness, *Journal of the Croatian Association of Civil Engineers* 67 (2015) 787–798. <https://doi.org/10.14256/JCE.1155.2014>.
- [21] G.M.S. Alva, J. Kaminski Jr, G. Mohamad, L.R. Silva, Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais* 8 (2015) 390–426. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000300008>.
- [22] TCPO, *Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos*, 13o, Pini, São Paulo, 2010.
- [23] F. Belizario-Silva, D. Costa Reis, M. Carvalho, R. Leopoldo e Silva França, V.M. John, Material intensity and embodied CO2 benchmark for reinforced concrete structures in Brazil, *Journal of Building Engineering* 82 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.108234>.
- [24] ABNT, NBR 6118 Design of structural concrete - Procedure, (2003) 170.

- [25] M. Franco, A.C. de Vasconcelos, Practical assessment of second order effects in tall buildings, *Coloquium on the CEB-FIP MC90* (1991) 307–323.
- [26] ABNT, NBR 6120 Loads for the design of structures of buildings - Procedure, (1980) 5.
- [27] R.J. Mainstone, On the stiffness and strengths of infilled frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (1971).
- [28] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, (2000) 404.
- [29] ASCE/SEI, Standard 41-06: Seismic rehabilitation of existing structures, (2007) 411.
- [30] TEC, Turkish Code for Buildings in Seismic Zones, (2007) 155.
- [31] G. Al-Chaar, Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, *US Army Corps of Engineers* (2002) 86.
- [32] ABNT, NBR 15270-1 Ceramic components - Clay blocks and bricks for masonry Part 1: Requirements, (2017) 26.
- [33] ABNT, NBR 16868-1 Structural masonry Part 1: Design, (2020) 70.
- [34] W.R. Antunes, D.A. Cabral, Capacidade de carga de estacas hélice contínua, in: *SEFE III*, São Paulo, 1996: pp. 105–109.
- [35] D.A. Velloso, F.R. Lopes, *Fundações*, 1st ed., Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- [36] N. Aoki, F. de R. Lopes, Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity, in: *5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, 1975: pp. 377–386.
- [37] A.S.D. Penna, *Elementos estruturais de fundações: Transparências de apoio às aulas de fundações*, São Paulo: Programa de Educação Continuada Em Engenharia Da Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo (2004).
- [38] W. Tietz, *Fundações profundas sobre tubulões*, *Estrutura* (1976) 43–81.
- [39] ABNT, NBR 6484 Soil - Standard penetration test - SPT - Soil sampling and classification - Test Method, (2001) 17.
- [40] ABNT, NBR 8681 Actions and safety of structures - Procedure, (2003) 15.
- [41] O. Klein Júnior, F.R. Stucchi, R.L. Barbosa, Evaluation of Brazilian standard ABNT NBR 6118 procedures for calculating the second-order effects of reinforced concrete slender columns subjected to uniaxial bending, *Structural Concrete* 21 (2020) 81–93. <https://doi.org/10.1002/suco.201800251>.
- [42] P.B. Fusco, *Estruturas de concreto: solicitações normais*, Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados deste trabalho ajudaram a esclarecer questionamentos relevantes sobre o comportamento estrutural do edifício Real Class e o nível de criticidade de seus elementos. As conclusões foram obtidas a partir de diferentes modelos computacionais, explorando tanto a resposta global da estrutura quanto análises locais voltadas aos elementos mais solicitados. Foram avaliados, de forma individualizada, os efeitos da interação solo-estrutura e da presença dos painéis de alvenaria de vedação, além da verificação da segurança dos pilares na fase de construção e da comparação dos quantitativos de aço e concreto do projeto original com uma concepção alternativa dimensionada segundo as prescrições normativas vigentes à época de elaboração do projeto.

A inclusão dos painéis de alvenaria de vedação, representados pelo método da diagonal equivalente, não produziu alterações significativas nos resultados da análise estrutural. Esse comportamento está associado ao número reduzido de painéis efetivos, à presença de aberturas e às propriedades mecânicas do sistema de vedação adotado, reforçando que, especialmente em edificações altas, a contribuição da alvenaria para o enrijecimento global deve ser verificada caso a caso.

A consideração da interação solo-estrutura promoveu redistribuições relevantes de solicitações e aumentou a flexibilidade global da estrutura. Mesmo em comparação com o modelo com apoios rotulados (PIN), observaram-se acréscimos nos deslocamentos horizontais e intensificação dos efeitos globais de segunda ordem, indicando que a representação simplificada dos apoios pode mascarar aspectos importantes para a análise estrutural.

A verificação da segurança dos pilares na fase de construção evidenciou um quadro de subdimensionamento generalizado. Todos os elementos avaliados apresentaram solicitações superiores às respectivas capacidades resistentes nas combinações mais desfavoráveis, com destaque para os pilares centrais P15 e P16, identificados como os mais críticos. Esse resultado é coerente com o papel desses pilares na resistência da estrutura à ação do vento incidindo na direção de menor rigidez global. A consideração da interação solo-estrutura alterou a ordem relativa de criticidade entre alguns pilares, mas não afastou o diagnóstico de insuficiência de capacidade resistente.

A comparação direta dos quantitativos por tipo de elemento evidenciou diferenças expressivas entre o projeto original e a concepção alternativa, com maior diferença no peso do aço. As quantidades significativamente superiores de aço em lajes, vigas e pilares na concepção alternativa mostraram-se coerentes com os resultados das demais análises desenvolvidas ao longo do estudo, que apontaram para um quadro de subdimensionamento estrutural.

Ao se avaliar os indicadores globais que relacionam os quantitativos de materiais com a área construída, verificou-se que a concepção alternativa apresentou resultados compatíveis com os valores intermediários indicados tanto pelo TCPO (2010) quanto pelo estudo de Belizario-Silva et al. (2024). Em contrapartida, o projeto original apresentou, para o concreto, indicador abaixo dos valores médios definidos por essas referências e, para o aço, indicador inferior aos patamares mínimos estabelecidos. Nesse contexto, a avaliação desses indicadores mostrou-se adequada como ferramenta complementar na verificação da coerência de projetos estruturais.

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-CHAAR, G. **Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures**. Champaign, IL: U.S. Army Corps of Engineers, 2002. (ERDC/CERL TR-02-1).

ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JÚNIOR, J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 3, p. 390–426, 2015.

ALVA, G. M. S.; MONTANDON, G. A. Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 5, p. 1058–1085, 2019.

ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A. Analysis of the global tall buildings stability in flat slabs considering the soil-structure interaction. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, n. 1, p. 183–199, 2020.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 41-06: seismic rehabilitation of existing buildings**. Reston, VA, 2006.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (SEFE), 3., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo, 1996. v. 2, p. 105–109.

AOKI, N.; LOPES, F. R. **Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity**. In: PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 377–386.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto — procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: solo — sondagens de simples reconhecimento com SPT — método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: ações e segurança nas estruturas — procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1: componentes cerâmicos — blocos e tijolos para alvenaria — parte 1: requisitos**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: alvenaria estrutural — parte 1: projeto**. Rio de Janeiro, 2020.

BARROS, M.; CAVACO, E.; NEVES, L.; JÚLIO, E. Effect of non-structural masonry brick infill walls on the robustness of a RC framed building severely damaged due to a landslide. **Engineering Structures**, v. 180, p. 274–283, 2019.

BELIZARIO-SILVA, F.; REIS, D. C.; CARVALHO, M.; FRANÇA, R. L. S.; JOHN, V. M. Material intensity and embodied CO₂ benchmark for reinforced concrete structures in Brazil. **Journal of Building Engineering**, v. 82, 2024.

BIKOKO, T. G. L. J.; TCHAMBA, J. C.; OKONTA, F. N. A comprehensive review of failure and collapse of buildings/structures. **European International Journal of Science and Technology**, v. 3, p. 21–30, 2014.

CAICEDO, B.; ALONSO, E.; MENDOZA, C.; ALCOVERRO, J. The collapse of Space building. **Géotechnique**, v. 69, n. 3, p. 260–273, 2019.

CETISLI, F. Effect of openings on infilled frame stiffness. **Journal of the Croatian Association of Civil Engineers**, v. 67, n. 6, p. 787–798, 2015.

DURRANI, A. J.; LUO, Y. H. **Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills**. In: ABRAMS, D. P. (ed.). Proceedings from seismic response of masonry infills. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994. p. 1-3–1-8. (Technical Report NCEER-94-0004).

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings**. Washington, DC, 2000.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: Colóquio on the CEB-FIP MC90. Rio de Janeiro, 1991. Proceedings... p. 307–323.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GUSMÃO, A. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

HENDRY, A. W. **Structural brickwork**. London: Macmillan Education UK, 1981.

KLEIN JÚNIOR, O.; STUCCHI, F. R.; BARBOSA, R. L. Evaluation of Brazilian standard ABNT NBR 6118 procedures for calculating the second-order effects of reinforced

concrete slender columns subjected to uniaxial bending. **Structural Concrete**, v. 21, n. 1, p. 81–93, 2020.

LIAUW, T.; KWAN, K.-H. Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. **Computers & Structures**, v. 18, n. 3, p. 551–560, 1984.

MAHMUD, K.; ISLAM, M. R.; AL-AMIN, M. Study the reinforced concrete frame with brick masonry infill due to lateral loads. **International Journal of Civil & Environmental Engineering**, v. 10, n. 4, p. 35–40, 2010.

MAINSTONE, R. J. **On the stiffnesses and strengths of infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 49, p. 57–90, 1971. Supplement IV.

MARQUES, O. C.; FEITOSA, L. A.; BICALHO, K. V.; ALVES, E. C. Analysis of constructive effect and soil-structure interaction in tall building projects with shallow foundations on sandy soils. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 14, n. 1, 2021.

MENDONÇA, F. **Avaliação do efeito da interação solo-estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto)**. 2012. Dissertação (Mestrado) — Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

ONAT, Ö.; EVCI, P. U. A parametric study in reinforced concrete frames with different infill wall materials. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 22, n. 9, p. 4447–4476, 2024.

PALLARÉS, F. J.; DAVIA, A.; HASSAN, W. M.; PALLARÉS, L. Experimental and analytical assessment of the influence of masonry façade infills on seismic behavior of RC frame buildings. **Engineering Structures**, v. 235, p. 112031, 2021.

PAULAY, T.; PRIESTLY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 1992.

PENNA, A. S. D. **Elementos estruturais de fundações: transparências de apoio às aulas de fundações**. São Paulo: Programa de Educação Continuada em Engenharia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

RIBEIRO, R. J. C. **O colapso do edifício Real Class**. 2014. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Pará, Belém, 2014.

RIGÃO, A. O. **Modelagem de pórticos em concreto armado preenchidos com alvenaria participante**. 2022. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2022.

RITTER, M. G.; MENEGOTTO, M. L.; COSTELLA, M. F.; PAVAN, R. C.; PILZ, S. E. Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, n. 2, p. 248–273, 2020.

SANAYEI, M.; EDGERS, L.; ALONGE, J.; KIRSHEN, P. Effects of increased wind loads on tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 18, p. 5–17, 2003.

SANTOS, E. M. **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. 2007. Dissertação (Mestrado) — Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SESSA, T. C. **Colapso progressivo de edificações de concreto armado em construção**. 2017. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

SULAIMA, M. F.; LEW, H.; LAU, C. Y.; LIM, C.; AZILY, A. A case study of engineering ethics: lesson learned from building collapse disaster toward Malaysian engineers. **European International Journal of Science and Technology**, v. 3, p. 21–30, 2014.

TAPAJÓS, L. S.; FERREIRA, J. A. T.; LIMA NETO, A. F.; TEIXEIRA, M. R.; FERREIRA, M. P. Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 6, p. 883–910, 2016.

TCPO. **Tabelas de composições de preços para orçamentos**. 13. ed. São Paulo: PINI, 2010.

TIETZ, Waldemar. **Fundações profundas sobre tubulões**. Estrutura: revista técnica das construções engenharia e arquitetura, Rio de Janeiro, n. 76, p. 43 –81, 1976.

TURKEY. Ministry of Public Works and Settlement. **Specification for buildings to be built in seismic zones (Turkish Earthquake Code 2007)**. Ankara, 2007.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

YAMIN, L. E.; CORREAL, J. F.; REYES, J. C.; RAMÍREZ, F.; RINCÓN, R.; HURTADO, A. I.; DORADO, J. F. Sudden collapse of the 27-story Space Building in Medellín, Colombia. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 32, n. 3, 2018.