



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTABILIDADE GLOBAL EM
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS COM A UTILIZAÇÃO DE LAJES LISAS E
CONVENCIONAIS**

CAMILA FRAGOSO DE SIQUEIRA

POMBAL – PB

2023

CAMILA FRAGOSO DE SIQUEIRA

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTABILIDADE GLOBAL EM
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS COM A UTILIZAÇÃO DE LAJES LISAS E
CONVENCIONAIS

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Unidade Acadêmica de
Ciências e Tecnologia Ambiental da
Universidade Federal de Campina Grande,
como parte dos requisitos necessários
para obtenção do título de Engenheiro
Civil.

Orientador(a): Prof.(a) Leovegildo Douglas
Pereira de Souza

POMBAL – PB

2023

S618a Siqueira, Camila Fragoso de.

Análise comparativa de estabilidade global em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos com a utilização de lajes lisas e convencionais / Camila Fragoso de Siqueira. – Pombal, 2023.

31 f. il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2023.

“Orientação: Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza”.

Referências.

1. Estabilidade global. 2. Efeitos de segunda ordem. 3. Concreto armado. 4. Lajes lisas. I. Souza, Leovegildo Douglas Pereira de. II. Título.

CDU 624.012.44(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

CAMILA FRAGOSO DE SIQUEIRA

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS COM A UTILIZAÇÃO DE LAJES LISAS E CONVENCIONAIS

Trabalho de Conclusão de Curso do discente CAMILA FRAGOSO DE SIQUEIRA **APROVADA** em 03 de fevereiro de 2023 ano pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande

Registre-se e publique-se.



Assinado digitalmente por LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457
ID: 08419377457, CN=LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457, OU=UFCG - Universidade Federal de Campina Grande, O=ICPEdu, C=BR
Razão: Eu sou o autor deste documento
Localização: Pombal - PB
Data: 2023.02.14 13:33:51-03'00'
Foxit PDF Reader Versão: 11.2.1

Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza
(Orientador – UFCG)

Prof^ª. Me. Rodrigo Mendes Patrício Chagas
(Membro Interno – UFCG)

Eng. Edmilson Roque da Silva Júnior
(Membro Externo – Engenheiro Civil)

*Dedico este trabalho a minha mãe,
Gerlândia, por todo amor, dedicação,
incentivo e por nunca medir esforços
para a realização dos meus sonhos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por toda força e sabedoria durante os longos dias da graduação.

Agradeço a minha mãe, Gerlândia por ser minha fortaleza e apoio durante a todo processo acadêmico, ao meu pai, Zenóbio, pelo incentivo e dedicação, à minha irmã, Lívia, pelo carinho, cuidado e parceria. Durante essa caminhada foram meus combustíveis para continuar meu sonho.

Agradeço ao meu namorado, Mel Gibson, por todo apoio, incentivo e parceria durante a caminhada da graduação e produção desse trabalho, você me fez acreditar que tudo seria possível.

Aos amigos que me acolheram na graduação, em especial José Valderisso, Ialy Diniz, Virgínia Limeira, Raquel Patriota, Jaciara Medeiros, Gabrielly Silva, João Pedro e Paulo Roberto, vocês tornaram mais fácil a jornada, agradeço por todas as conversas e aprendizados que tivemos juntos, vocês foram essenciais.

Agradeço ao meu Orientador, Leovegildo Douglas Pereira de Souza, por todo ensinamento e compreensão ao longo da produção desse trabalho.

Agradeço ao Prof. Rodrigo Mendes Patrício Chagas e Engenheiro Edmilson Roque da Silva Júnior, por ter aceitado participar da banca examinadora.

Aos professores que fizeram parte de toda minha trajetória durante o curso, meu muito obrigada. Em especial o Prof. Eduardo Morais de Medeiros por todas as oportunidades e ensinamentos que me foram oferecidas no decorrer do curso.

A todos que de alguma forma contribuíram para chegar até aqui os meus mais sinceros agradecimentos.

ANÁLISE COMPARATIVA DE ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS COM A UTILIZAÇÃO DE LAJES LISAS E CONVENCIONAIS

Comparative Analysis of Global Stability in Multi-Floor Reinforced Concrete Structures Using Flat and Conventional Slabs

Camila Fragoso de Siqueira, camilaa.fragoso@gmail.com

Leovegildo Douglas Pereira de Souza, leovegildo.douglas@professor.ufcg.edu.br

RESUMO

Com o crescente processo de verticalização da construção civil, apresentando cada vez mais estruturas imponentes e arrojadas, é necessário que sejam analisadas alternativas que atendam as condições de maior aproveitamento dos espaços. Tradicionalmente, o método construtivo mais utilizado é o sistema estrutural convencional que são formados por lajes, vigas e pilares, entretanto, se trata de um modelo que oferece menores condições de aproveitamento dos espaços. Uma opção que vem ganhando destaque são os usos de lajes lisas, no qual oferecem maior facilidade de aproveitamento do espaço e liberdade de mudanças no *layout* arquitetônico, além de proporcionar redução de armadura, concreto, fôrmas e tempo de execução, devido à ausência de vigas. No entanto, apresenta desvantagens com relação a estabilidade global que diminui em decorrência da falta de pórticos formados por pilares e vigas. Portanto, o objetivo desse trabalho é desenvolver uma análise através dos parâmetros de estabilidade global para estudar a altura viável para o uso do modelo de lajes lisas, levando em consideração a comparação com o método estrutural convencional. Para o estudo, adotou-se uma edificação multifamiliar e utilizou-se do método dos pórticos equivalentes para lançamentos dos elementos estruturais. Para desenvolvimento da modelagem e obtenção dos resultados foi utilizado o *software* TQS. Fundamentado nos resultados obtidos, o comparativo mostrou que o modelo convencional apresentou melhor desempenho, através da análise dos parâmetros utilizados exibiram que os modelos lançados com lajes lisas apresentaram valores discrepantes.

Palavras-chave: Estabilidade global. Efeitos de segunda ordem. Concreto armado. Lajes Lisas.

ABSTRACT

With the growing verticalization process of civil construction, presenting more and more imposing and bold structures, it is necessary to analyze alternatives that meet the conditions of greater use of spaces. Traditionally, the most used constructive method is the conventional structural system that are formed by slabs, beams and columns; however, this model offers less space utilization conditions and higher costs. An option that is becoming increasingly popular is the use of flat slabs, which offer easier use of space and freedom of changes in the architectural layout, besides providing a reduction in reinforcement, concrete, formwork and execution time, due to the absence of beams. However, it has disadvantages regarding the global stability that decreases due to the lack of frames formed by columns and beams. Therefore, the objective of this work is to develop an analysis through the global stability parameters to study the feasible height for the use of the flat slab model, taking into consideration the comparison with the conventional structural method. For the study, a multi-family building was adopted and the equivalent frames method was used to launch the structural elements. The TQS software was used to develop the modeling and obtain the

results. Based on the results obtained, the comparison showed that the conventional model presented better performance, through the analysis of the parameters used, they showed that the models launched with smooth slabs presented discrepant values.

Keywords: Global stability. Second order effects. Reinforced concrete. Flat Slabs

1. INTRODUÇÃO

O processo de verticalização em edificações no Brasil, está presente há alguns anos, trazendo estruturas mais arrojadas e aliadas a uma crescente disposição de aproveitamento máximos de espaços disponíveis para sua implantação (KOVALZUK; MUNARETTO, 2013).

Tradicionalmente, a solução estrutural utilizada é o método no qual utilizam-se lajes, que se apoiam em vigas e estas nos pilares, este trata-se do modelo convencional, em que trabalhado com vãos relativamente pequenos e exposto a pequenos esforços não acarreta problemas, mas pode ser antieconômico quando trata de empreendimentos com vãos maiores (NERVO, 2012).

As lajes lisas (planas) vêm se tornando uma alternativa para as edificações que necessitam de um aproveitamento maior do espaço, além disso, proporciona uma maior funcionalidade para o *layout* interno dos ambientes (PUEL; LORIGGIO, 2016). Possuem características da laje ser apoiada diretamente nos pilares, ou seja, sendo sua disposição feita sem o uso de vigas.

Esse sistema de lajes lisas oferece diversas vantagens, dentre elas, conforme Hennrichs (2003) estão, menor consumo de fôrmas, redução na quantidade de cimento necessário para as vigas, facilita na passagem e instalação dos sistemas elétricos e hidráulicos e simplifica as armaduras, proporcionando redução no tempo de execução.

Porém, apresenta também desvantagens como a possibilidade de ruptura por punção nas lajes, deslocamentos transversais e o colapso progressivo, além disso, a ausência de vigas reduz a estabilidade global do edifício, decorrentes da falta de pórticos formados por pilares e vigas (AGNOLETTO, 2012).

Em vista disso, o intuito desse trabalho é entender como funciona a estabilidade global e os efeitos de segunda ordem nos usos de lajes lisas. Analisando através dos parâmetros envolvidos e atuação dos resultados das estruturas, a altura que seria viável o uso desse método, levando em consideração a comparação no uso de lajes de característica maciça lisa e o modelo estrutural convencional, composto por laje maciça, pilares e vigas.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Definição, aplicação e histórico das lajes lisas

Trata-se de um sistema estrutural no qual a laje é apoiada diretamente sobre os pilares, contudo, atuando uma ligação que apresente rigidez suficiente, exigida para verificação da punção. A ABNT NBR 6118 (2014) descreve em seu item 14.7.8 como sendo aquelas que não possuem vigas ou capitéis nos pilares e especifica no tópico 13.2.4.1 para essas condições que a espessura mínima deve ser de 16 cm.

O pioneiro na construção das lajes sem vigas foi C. A. P. Turner com a construção do edifício C. A. Bovey Building em Minneapolis, Minnesota. O surgimento desse sistema estrutural em 1906, nos EUA, causou grande polêmica e muitas dúvidas foram geradas acerca da concepção diferenciada quando comparada aos sistemas convencionais. Em virtude da divisão de opiniões formadas, o edifício foi submetido a uma prova de carga, no

qual apresentou resultados satisfatórios. Após a sua introdução em até 1913 mais de mil edifícios compostos por lajes sem vigas haviam sido construídos em todo o mundo (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

O crescente uso de lajes lisas se deu devido suas vantagens com relação ao sistema convencional, composto por lajes, pilares e vigas, de acordo com (FIGUEIREDO FILHO, 1989):

- Favorecimento de adaptabilidade a diversas formas ambientais: devido à ausência de vigas na edificação, permiti que se tenha mais liberdade para mudanças no seu *layout* arquitetônico, além de proporcionar um pé direito menor o que resulta na possibilidade de maior número de pavimentos;
- Redução das fôrmas e menor desperdício com recortes: além da diminuição de fôrmas diretamente pela ausência de vigas, o sistema em estudo oferece facilidade na montagem e desmontagem das fôrmas e nos recortes, o que acarreta em diminuição nos danos e maior aproveitamento do material;
- Simplificação das armaduras: eliminação direta da produção de armaduras para vigas;
- Simplificação e redução de concreto: com a minoração nos recortes das fôrmas proporciona para concretagem facilidade de acesso em regiões que eram tidas com difícil acesso para lançamento e vibração. Além disso, com a ausência de vigas ocorre uma diminuição considerada no volume dos componentes utilizados para o concreto;
- Facilidade na execução das instalações: com ausência das vigas não será mais necessários desvios para as instalações, o que acarreta menores incompatibilidades e facilidades de alterações em casos de reformas;
- Redução do tempo de execução: em razão das reduções e simplificações explanadas o tempo de execução da construção também diminui.

Embora o sistema de lajes sem vigas tenha diversas vantagens, também apresenta desvantagens, Dal Prá (2012) aborda que o uso de tecnologia sem o conhecimento e a técnica correta para ser aplicada pode dificultar o reaproveitamento de fôrmas, logo, pode apresentar até mais gastos do que seria necessário.

Além disso, apresenta desvantagens como punção das lajes, diminui a estabilidade global frente as ações horizontais e apresentar um aumento na possibilidade de deslocamentos transversais mais acentuados, quando relacionada aos outros tipos de laje (TAVARES, 2018).

2.2. Sistema Estrutural Convencional – Laje maciça

Trata-se do sistema construtivo mais conhecido no Brasil, a laje maciça é aquela na qual é apoiada em vigas ou paredes ao longo das bordas, possui armaduras longitudinais de flexão e transversais e em toda sua espessura concreto (PACHECO, 2008).

Em uma análise mais detalhada do modelo, refere-se a um sistema em que a laje plana de concreto que suporta seu peso próprio, cargas acidentais e de permanentes, transmite seus esforços para as vigas, os quais são transmitidos para os pilares, que recebem todos os esforços e repassam com seu peso próprio para as fundações (CAIO, 2014).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), determina limites mínimos que variam de 7 a 15 cm para sua espessura, podendo ser atribuída seu uso nos mais variados tipos de edificações, dependendo de como esteja sujeita a imposição da arquitetura.

2.3. Efeitos de Segunda Ordem e Estabilidade Global

A ABNT NBR 6118 (2014) define no item 15.2 como efeitos de segunda ordem quando somadas aos resultados obtidos pela análise de primeira ordem, a análise do equilíbrio passa a considerar a configuração deformada, tornando esses esforços capazes de desestabilizar a edificação.

Os efeitos de segunda ordem podem ser classificados como globais, locais e localizados. Descrito como globais os decorrentes de deslocamentos sob ação das cargas verticais e horizontais. Os locais são causados quando as barras de estruturas, não mantêm seus eixos retilíneos acarretando problemas aos esforços solicitantes ao longo do seu comprimento. Todavia, os localizados acontecem em regiões maiores específicas, aumentando a flexão longitudinal e transversal (ABNT NBR 6118, 2014).

Quando se trata da avaliação da estabilidade global, além dos efeitos de segunda ordem, podem ser incluídos outros fatores como a consideração da ação do vento e a interação solo-estrutura (TAVARES, 2018). Nas estruturas em concreto armado, a ABNT NBR 6118 (2014) cita na unidade 15.2 que o estado-limite último de instabilidade é atingido quando é ampliado os carregamentos, conseqüentemente, as deformações, e, portanto, elementos passam a ser submetidos a flexo-compressão, logo, a resistência passa a ser menor que a solicitação.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas são classificadas para efeito de cálculo e consideração dos efeitos de segunda ordem, quando apresentam deslocamentos horizontais maiores que 10%, nesse caso sendo reconhecida como uma estrutura de nós móveis, quando possui valores menores é considerado desprezível esses efeitos, se tratando apenas como de primeira ordem e possui nós fixos.

Kimura (2007) descreve como inversamente proporcional a relação estabilidade global a sua sensibilidade diante os efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto maior os efeitos, menos estável será a estrutura.

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta métodos simplificados para a classificação das estruturas quanto ao deslocamento e para consideração dos efeitos que são o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente de γ_z e o processo P- Δ para análise dos efeitos de segunda ordem.

2.3.1. Não Linearidade Geométrica

Uma das respostas que explica a não linearidade do concreto é a geometria, Kimura (2007) explica que esse comportamento é gerado a partir das mudanças na geometria dos elementos, à medida que aplicado um carregamento crescente na estrutura.

Essa não linearidade está associada ao deslocamento horizontal dos nós, provocado a estrutura ao receber carregamentos, fazendo que seja necessário análise do arranjo estrutural na condição deformada, além da avaliação desenvolvida inicialmente. A partir dessa análise surgem os efeitos de segunda ordem, como: o deslocamento horizontal causados pelas cargas recebidas nos pilares (RIBEIRO, 2010).

Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118 (2014) permite que seja desprezado esses efeitos produzidos pela não linearidade geométrica, desde que a estrutura seja considerada como de nós fixos.

2.3.2. Não linearidade Física

Assim como abordado na não linearidade geométrica, o concreto tem comportamento não linear, incluído nisso os aspectos físicos que para tanto também estão ligados os efeitos de segunda ordem. Fatores como fissuração, escoamento das armaduras

e fluências, são exemplos de efeitos causados sob influência dessa não linearidade (KIMURA, 2007).

De acordo com Tavares (2018), essa não linearidade não dispõem de uma relação tensão-deformação linear, isto acarreta no concreto, formação e abertura de fissuras, no que desencadeiam perda de proporcionalidade entre tensão aplicada e deformação desenvolvida até atingir o colapso da estrutura.

Em vista do aspecto citado anteriormente, Tavares (2018) expõe que é uma tarefa complexa de ser implementado os cálculos para consideração da não linearidade física, sobretudo em estruturas de concreto armado de grande porte, sendo necessário a uso elevado de esforço computacional. Esse fato ocorre em razão da necessidade de determinação da rigidez de cada elemento.

Em virtude da complexidade para determinação da rigidez, a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares valores para uma consideração aproximada da não linearidade física, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais no item 15.7.3:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A_s' = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante;

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

A_s' é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

2.3.3. Parâmetro de instabilidade global α

A ABNT NBR 6118 (2014) refere-se como um parâmetro de instabilidade capaz de avaliar uma estrutura reticulada simétrica como sendo de nós fixos ou nós móveis. Em outras palavras, Moncayo (2011) explica que se trata como um meio para avaliar a estabilidade global, entretanto, não calcula os efeitos de segunda ordem. Aponta se quando a estrutura é classificada como de nós fixos, isenta da necessidade da análise de segunda ordem, visto que, aborda uma estrutura com deslocamentos horizontais pequenos, possível de serem desprezíveis.

Para determinação do parâmetro α como sendo estrutura reticulada de nós fixos quando for menor que o valor limite denominado α_1 .

Conforme a equação (1):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (1)$$

No qual,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \text{ se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4$$

Onde:

n : é o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} : é altura total estrutura, a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k : somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão como de um pilar equivalente de seção constante.

Além disso, a ABNT NBR 6118 (2014) determina para o valor I_c considerando as seções brutas dos pilares. Exibindo para cálculo da rigidez equivalente do pilar duas formas: a primeira calcular o deslocamento do topo da estrutura contraventada, sob a ação do carregamento horizontal, conforme indicada a direção considerada; a segunda forma é com relação a calcular a rigidez equivalente de seção constante, possuindo engastamento na base e topo livre, de mesma altura total, no qual, sofra o mesmo deslocamento no topo, sob ação do mesmo deslocamento.

2.3.4. Coeficiente γ_z

Descrito por Cruz, Ferreira e Lucena (2019) como um parâmetro que avalia a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem, assim como o parâmetro de instabilidade α . Além disso, pode ser qualificado para quantificar as correções necessárias, em cada um dos esforços calculados na análise de primeira ordem, a fim de que o comportamento estrutural de não linearidade física e não linearidade geométrica e seus efeitos sejam previstos.

É possível com ele estimar a necessidade de cálculo dos efeitos de segunda ordem, visto que, o coeficiente permite de maneira simplificada majorar os esforços de primeira ordem. Na ABNT NBR 6118 (2014) dispõem de uma avaliação pela majoração dos esforços horizontais através da combinação considerando $0,95\gamma_z$, admitindo apenas para $\gamma_z \leq 1,3$.

A ABNT NBR 6118 (2014) determina que o coeficiente é válido para estruturas de no mínimo quatro andares, para cada caso de carregamento, o valor de γ_z é dado pela equação (2):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2)$$

Onde,

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, obtidos a partir da análise de primeira ordem, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, na combinação considerada.

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, em outras palavras, é a soma dos momentos de todas as forças horizontais, em relação à base da estrutura, na combinação considerada.

A estrutura é considerada nós fixos quando atende a condição: $\gamma_z \leq 1,10$.

Quando possui valores $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,30$ é ponderada como nós móveis.

Kimura (2007) explica para interpretar esse resultado da condição admitida de $\gamma_z \leq 1,10$ pela NBR 6118 (ABNT, 2014):

1. São valores coerentes de γ_z pouco maiores do que 1. Ex: 1.10, 1.15, 1.20, etc.
2. Quando os valores são superiores a 1,50 a estrutura é instável.
3. Os valores inferiores a 1,00 apresentam para a estrutura como incoerentes sendo totalmente instável ou com a presença de erro no cálculo ou análise estrutural.

Ainda ressalta Kimura (2007) que para projetar estruturas o ideal seja que o coeficiente apresente valores inferior ou igual a 1,20 e que valores superiores a 1,30 dispõem de instabilidade elevada.

2.3.5. Processo P- Δ

O processo P- Δ pode se classificar como um método que relaciona carga axial com o deslocamento horizontal. Através dele podem ser obtidos efeitos de primeira e segunda ordem, entretanto, não é um parâmetro de estabilidade global, a avaliação é desenvolvida após sua análise (MONCAYO, 2011).

Trata-se de um processo que pode ser usado para análise estrutural em pórticos múltiplos com elementos perpendiculares entre si, considerando a não linearidade física e a geométrica, tendo essa última embutida na própria formulação desse processo, enquanto a física é introduzida através da redução da rigidez à flexão da estrutura (CRUZ; FERREIRA; LUCENA, 2019). São dispostos na literatura vários métodos que incluem esse processo, como por exemplo: método da carga de gravidade iterativa, método da rigidez negativa, método de dois ciclos iterativos e método da carga lateral fictícia.

Desse modo, o processo P- Δ possui cálculos rigorosos que possibilitam a condição de equilíbrio para a estrutura. Cruz, Ferreira e Lucena (2019) explica que o método de cálculo corresponde a um processo iterativo desenvolvida na primeira etapa uma análise linear de primeira ordem, trabalhando com uma combinação de carregamento, calculando os deslocamentos horizontais dos diferentes pavimentos, repetindo essa metodologia até a estrutura alcançar a condição de equilíbrio.

2.3.6. Rigidez Equivalente

Quando passou a ser estudado por Mário Franco no trabalho nomeado de “O parâmetro de instabilidade em edifícios altos”, o produto da rigidez equivalente permitiria que fosse associado a estrutura por um pilar engastado-livre, como uma barra, sendo interpretado pelo módulo de rigidez E constante ao longo de sua altura, sob ação de uma força (CRUZ; FERREIRA; LUCENA, 2019). Ao longo dos anos o conceito rigidez equivalente passou por desenvolvimento, logo, atualmente é incluído nos parâmetros de estabilidade global inclusive atuando em normas técnicas nacionais e internacionais (SILVA JÚNIOR, 2017).

De acordo com Cruz, Ferreira e Lucena (2019), para que seja presumido a rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ é necessário que seja analisado todos os elementos que cooperem para a estabilidade da estrutura, nessa análise são formados pórticos planos, considerando núcleos e pilares-parede, visto que contribuem para um contraventamento excelente.

2.3.7. Análise de estruturas de nós fixos e móveis

Na análise de estabilidade global das estruturas, são utilizadas classificações com relação a deslocabilidade dos nós, afim de regular a consideração de não linearidade da estrutura. Para tal propósito são indicadas que possuem nós fixos ou móveis.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em estruturas de nós fixos podem ser realizados cálculos considerando cada elemento comprimido isoladamente, vinculados nas extremidades aos demais elementos competindo ali, um esforço analisado como de 1ª

ordem. O fato de a estrutura ser tratada como de nós de fixos é que dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem, porém, sempre será calculada como deslocável.

Nas estruturas de nós móveis, os efeitos das não linearidades geométricas e físicas devem ser consideradas, e no dimensionamento, os efeitos globais e locais de segunda ordem necessitam ser incluídos (ABNT NBR 6118, 2014).

2.4. Método dos Pórticos Equivalentes

De maneira geral, esse método consiste no cálculo de esforços podendo ser facilitado através do processo elástico aproximado, com redistribuição, sendo adotados pórticos múltiplos, resultando na obtenção dos esforços solicitantes (ABNT NBR 6118, 2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) dispõe que seja utilizado o método para análise estrutural de lajes lisas e cogumelo, para os casos no qual os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de forma regular e com poucas variações para os vãos. Para as inércias, esclarece Agnoletto (2012), que serão iguais às da laje considerando-se a largura da faixa limitada dividida pela metade da distância entre duas linhas de pilares.

Analisado os esforços de momentos obtidos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) propõe que seja feita uma distribuição de momentos, obtida em cada direção, feita da seguinte maneira:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas internas.

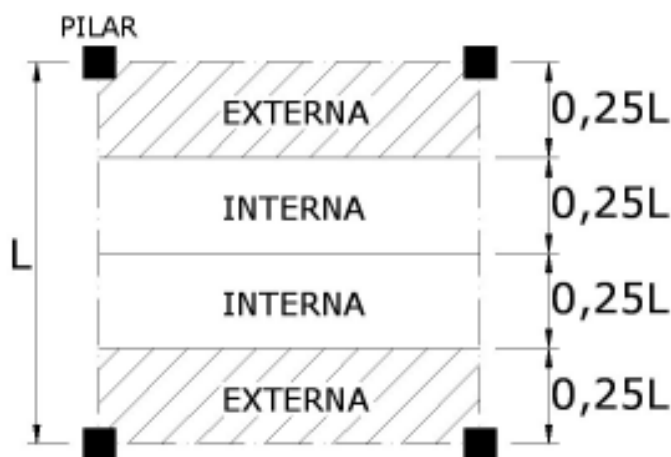


Figura 1 - Faixas para a distribuição dos momentos. Fonte: Agnoletto (2012).

3. METODOLOGIA

Para a concepção do trabalho, primeiramente foi desenvolvida uma pesquisa bibliográfica, que tem por objetivo aprimorar o conhecimento acerca do tema e desenvolver embasamento técnico. Em seguida, a escolha do objeto de estudo, uma edificação multifamiliar, para desenvolvimento do projeto estrutural, posteriormente a análise e comparação dos casos. A Figura 2 apresenta o fluxograma da metodologia.

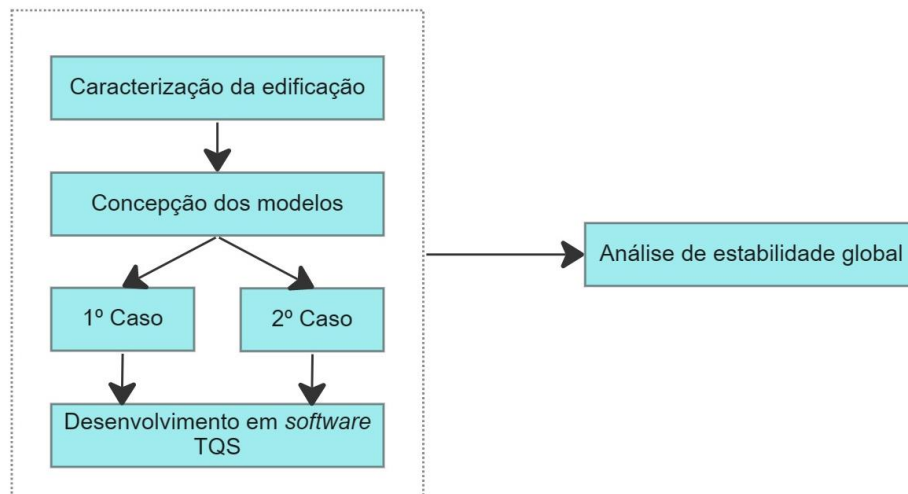


Figura 2 - Fluxograma da metodologia. Fonte: Autor (2022).

Para desenvolvimento da modelagem e análise foi utilizado o *software* TQS, bastante utilizado por escritórios e projetistas no desenvolvimento de projetos de estruturas em concreto armado, no qual dispõe que seja feito de forma integrada desde a concepção até o detalhamento para execução em obra (FERREIRA, 2011). Além de tudo, o *software* obedece às condições impostas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.1. Caracterização da Edificação

Para a elaboração da pesquisa, utilizou-se uma edificação multifamiliar hipotética, no qual possui térreo, configuração de pavimento tipo, composto por quatro apartamentos similares por andar, localizado no núcleo central uma escada e dois elevadores, cobertura e na parte superior localizado barrilete e o reservatório superior.

O pavimento tipo dispõem de uma área 382,66 m² e cada apartamento possui uma área de 76,79 m², sendo acomodado dois quartos, um banheiro, sala de estar, cozinha e varanda. Na Figura 3 é apresentada a planta baixa do pavimento tipo.

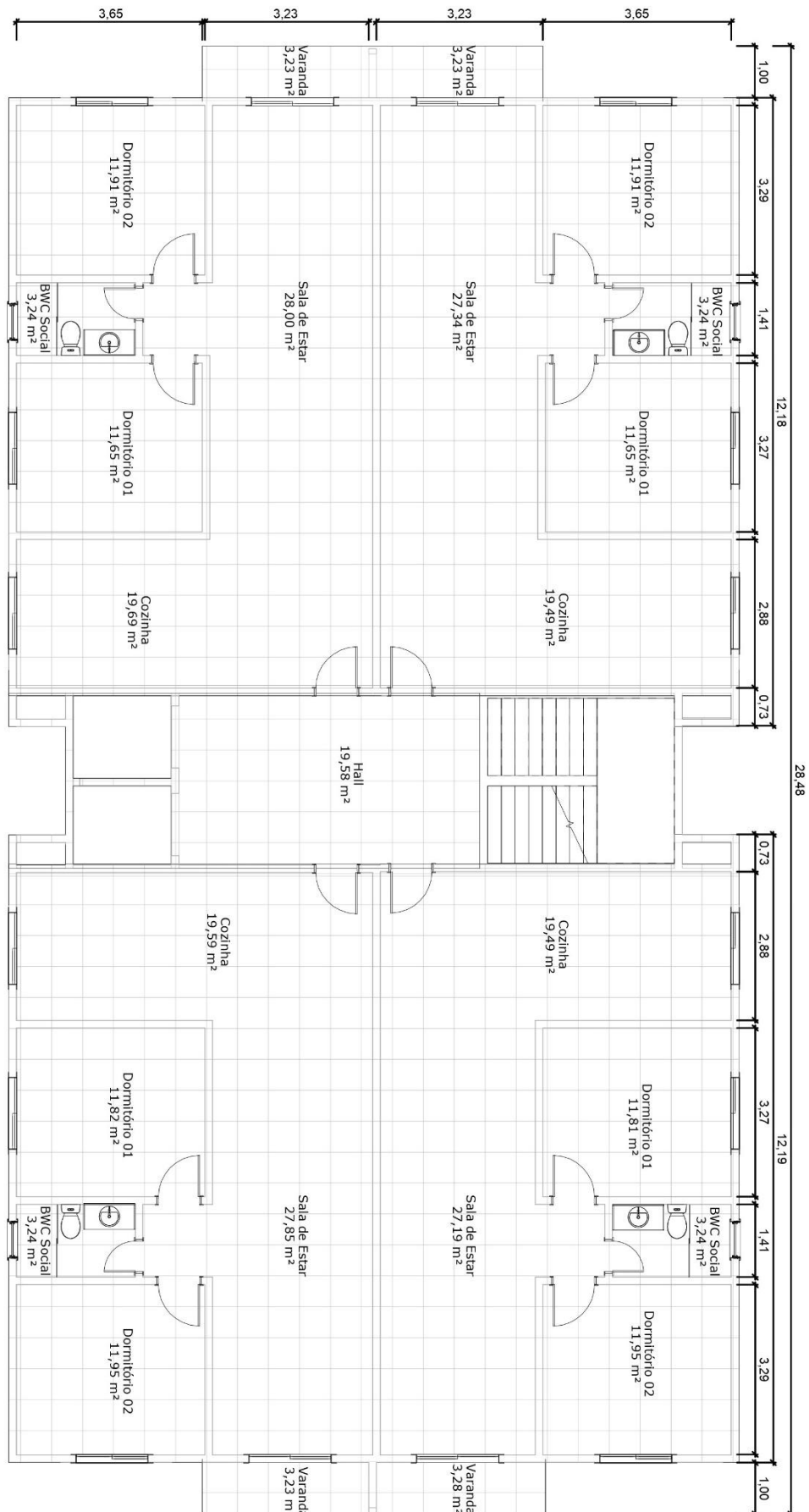


Figura 3 - Planta baixa do pavimento tipo. Fonte: Autor (2022).

3.2. Descrição dos modelos

Primeiramente, para desenvolvimento da concepção estrutural, foi realizado o posicionamento dos pilares, tomando como base o método dos pórticos equivalentes. A partir disso, foram dispostos os pilares de forma que seus vãos apresentassem a menor distinção. Na escolha da dimensão dos pilares foi adotada que a largura utilizada seria de 30cm e para o comprimento 60cm, porém, com análises foi possível observar que seria necessária uma dimensão maior, sendo adotado então 80cm. Para a construção dos modelos não foram considerados a escada.

Para o estudo foram realizados dois modelos de concepções diferentes com a finalidade de análise da estabilidade global, no qual os dois casos apresentam a mesma configuração e disposição para os pilares, apresentados a seguir:

3.2.1. 1º Caso:

O modelo desenvolvido apresenta a concepção estrutural formada apenas por pilares de seção de seção retangular com dimensão de 30x80 cm e laje do tipo maciça, no qual apresenta espessura de 20 cm. Para a escolha dessa medida para a laje foi analisada seu comportamento a partir da espessura mínima determinada pela a ABNT NBR 6118 (2014) de 16cm. Apresentada na Figura 4 a planta de forma do pavimento tipo com a disposição dos pilares.

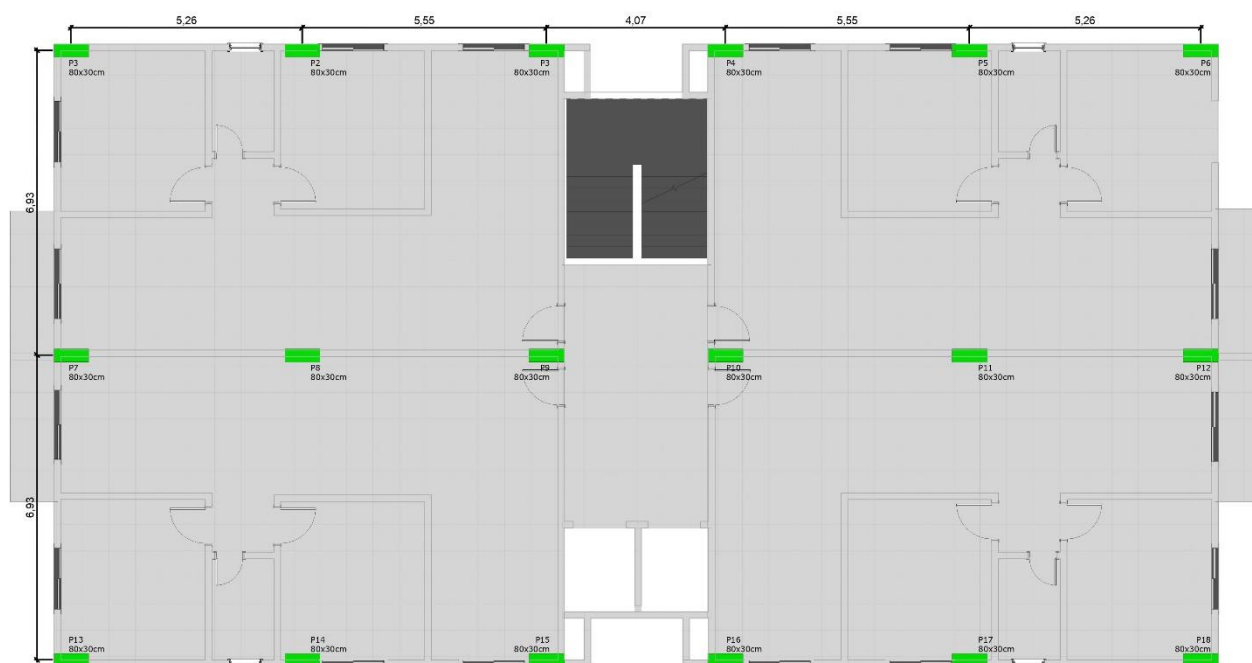


Figura 4 - Planta de forma do pavimento tipo – 1º Caso. Fonte: Autor (2022).

No desenvolvimento deste caso, a altura entre o pavimento tipo e o térreo e cobertura foi de 2,80m, a fachada frontal e a vista em 3D desenvolvida para a análise do primeiro modelo são apresentadas, respectivamente nas Figuras 5 e 6. Outros modelos adicionam um pavimento tipo e a altura entre eles permanecerá gradualmente a mesma.

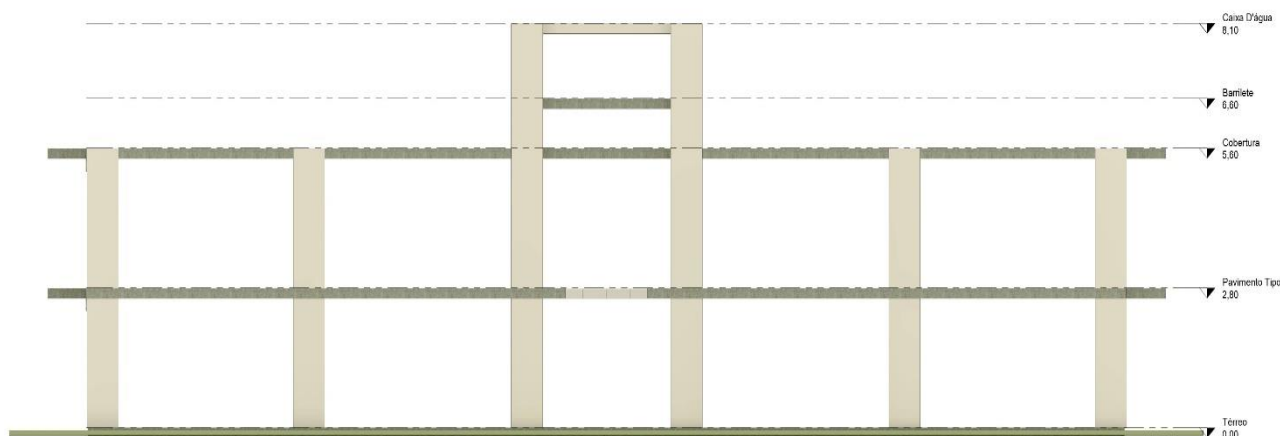


Figura 5 - Fachada frontal – 1º Caso. Fonte: Autor (2022).

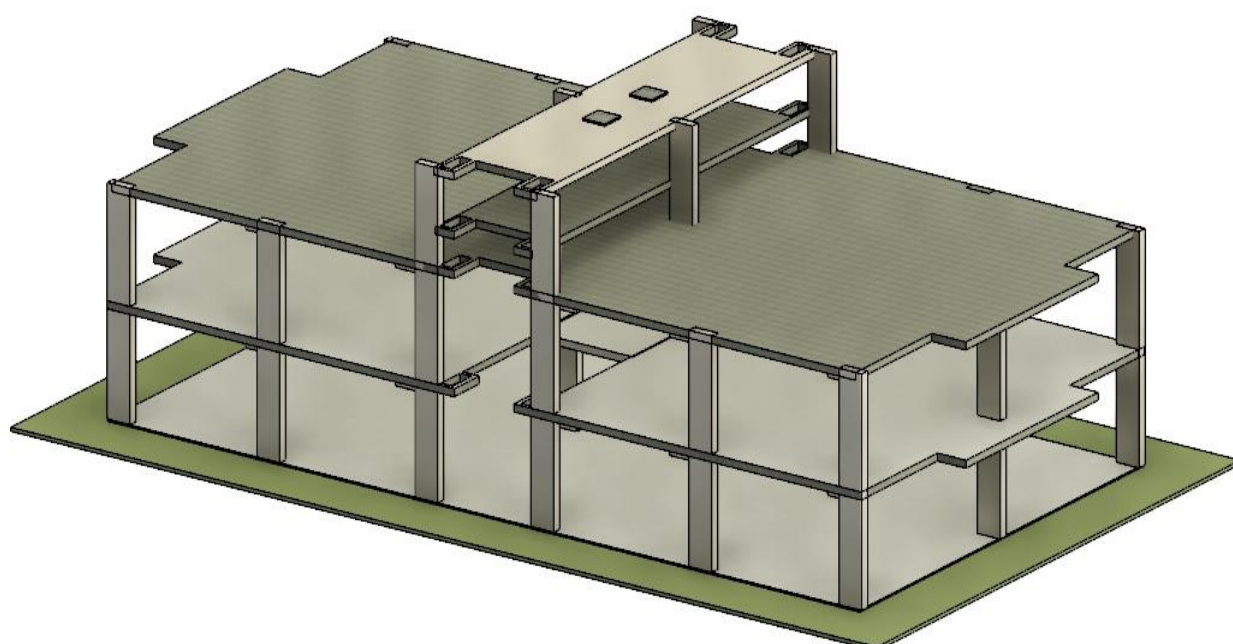


Figura 6 – Vista 3D – 1º Caso. Fonte: Autor (2022).

3.2.2. 2º Caso:

O modelo desenvolvido apresenta a concepção estrutural formada por pilares de seção de retangular com dimensão de 30x80cm, laje do tipo maciça, no qual apresenta espessura de 14cm e vigas com dimensões de 30x45cm, 20x45cm e 15x45cm, determinadas a partir de estudos, tomando por critério que possuíssem a mesma altura e a largura a menor possível em vista do local necessário para sua inserção. Apresentada na Figura 7 a planta de forma do pavimento tipo com a disposição de pilares e vigas.

Análise comparativa de estabilidade global em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos com a utilização de lajes lisas e convencionais

Camila Fragoso de Siqueira



Figura 7 - Planta de forma do pavimento tipo – 2º Caso. Fonte: Autor (2022).

No desenvolvimento deste caso, a altura entre o pavimento tipo e o térreo foi de 3,00m, sendo está distinta do que é apresentado no 1º caso, em virtude das alturas das vigas previstas, a fachada frontal e a vista em 3D desenvolvida para a análise do primeiro modelo são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 8 e 9. Outros modelos adicionam um pavimento tipo e a altura entre eles permanecerá gradualmente a mesma.

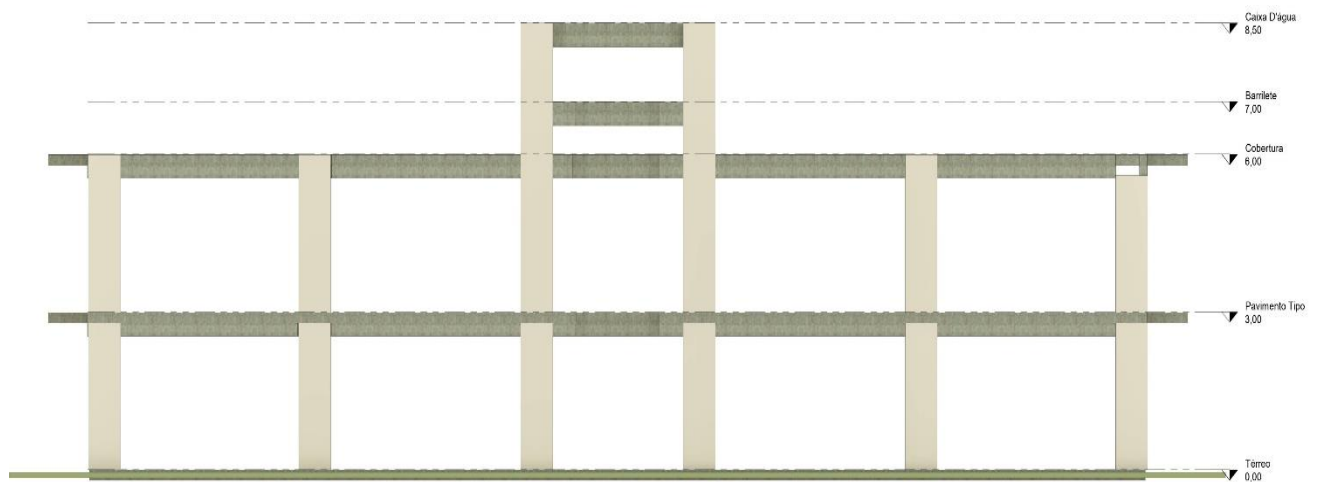


Figura 8 - Fachada frontal – 2º Caso. Fonte: Autor (2022).

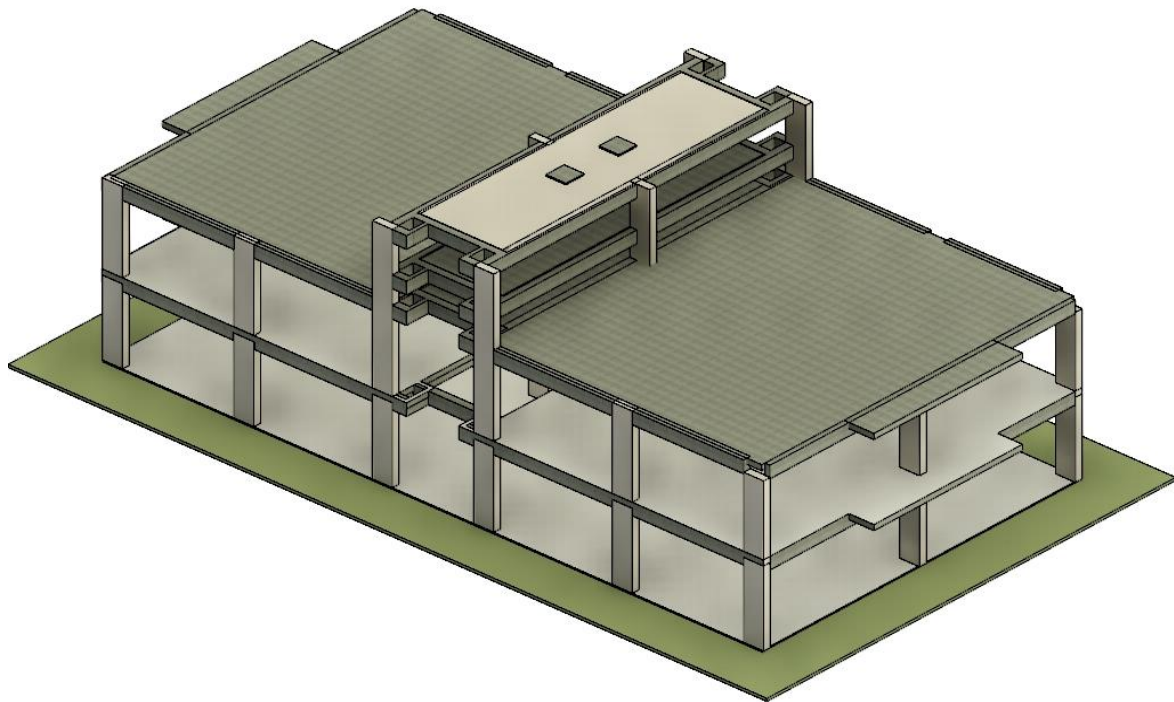


Figura 9 – Vista 3D – 2º Caso. Fonte: Autor (2022).

3.3. Apresentação de lançamento dos modelos

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento da estabilidade global do edifício no que diz respeito a efeitos de segunda ordem, portanto, nos casos estudados serão adicionados pavimentos tipos até que sejam obtidos valores inconsistentes para os parâmetros utilizados.

3.4. Descrição de ações e materiais atuantes

Definidas as condições expostas aos modelos, considerado com classe de agressividade ambiental II e, portanto, os cobrimentos para os elementos estruturais lajes 2,5 cm e vigas e pilares 3 cm e para a resistência característica do concreto 35 MPa.

Para cálculo das cargas de ventos foram inseridas informações referentes a localização do terreno e edificação, apresentados abaixo, e calculado automaticamente pelo *software* TQS, de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Dados para o cálculo das cargas de ventos:

- $V_0 = 30$ m/s (velocidade básica);
- $S_1 = 1.00$ (fator do terreno);
- $S_2 = III$ (categoria de rugosidade);
- $S_2 = A$ (classe da edificação);
- $S_3 = 1.00$ (fator estatístico);

Para o cálculo estrutural as cargas utilizadas foram obtidas através da NBR 6120 (ABNT, 2019), dispostas a seguir:

- Peso específico do concreto armado: 25 kN/m^3 ;
- Peso específico dos blocos de cerâmica: 12 kN/m^3 ;

A carga variável utilizada na laje do pavimento tipo $1,5 \text{ kN/m}^2$ e para as lajes de barrilete e cobertura foram utilizados o valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

O edifício foi definido para ser modelado no TQS, como o modelo estrutural VI, no qual além dos efeitos serão calculados em pilares e vigas, as lajes passarão a resistir aos esforços. Em vista que não há vigas no modelo que serão desenvolvidos de lajes lisas, se faz necessário a consideração das lajes como elemento de resistência as ações.

Além disso, para o cálculo dos parâmetros foram utilizados no *software* TQS as informações disponíveis no Quadro 1:

Caso de carga vertical	1,00
Majorador de cargas verticais γ_F/γ_{F3}	1,27
Majorador de cargas horizontais γ_F/γ_{F3}	1,27
Módulo de elasticidade do concreto	32340 MPa
Tipo de módulo de elasticidade usado	Secante+10%
Correção no γ_z para transferência de esforços	0,95
1/Ângulo mínimo para desaprumo preponderante	300,00
Considerar deslocamentos horizontal das cargas verticais	Sim
Valor de referência de estrutura deslocável	1,10
Valor de referência de α	0,60
Número de pisos no edifício para aplicar γ_z	4

Quadro 1 – Coeficientes adotados no *software* TQS. Fonte: Autor (2022).

3.5. Características dos modelos matemáticos

Para o desenvolvimento deste trabalho as estruturas analisadas foram adotadas os modelos com apoios engastados e não houve a consideração da interação solo-estrutura. Além disso, também não foi considerado a rigidez real nos apoios, uma vez que provocaria alteração nos esforços apresentados nos elementos estruturais.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise da estabilidade global, feita através dos parâmetros α , coeficiente γ_z e processo P- Δ , foi desenvolvida conforme as direções do vento aplicadas sobre a estrutura, de acordo com o modelo na Figura 10.

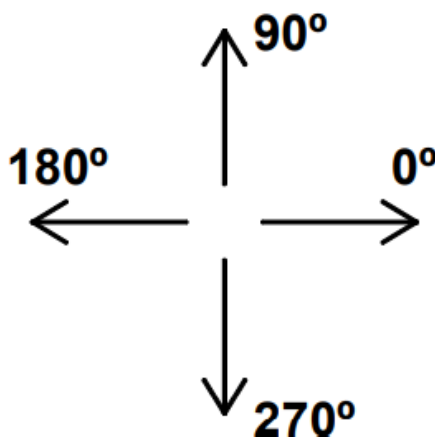


Figura 10 - Direções da ação do vento. Fonte: Moncayo (2011).

4.1. 1º Caso

Os resultados obtidos para o parâmetro α , coeficiente γ_z e processo P- Δ para os modelos estruturais de lajes lisas, composto por lajes e pilares, analisada em diferentes alturas, são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros de Estabilidade Global 1º Caso

	Ângulo	Mod. 1 Altura Total: 8,10m	Mod. 2 Altura Total: 10,90m	Mod. 3 Altura Total: 13,70m	Mod. 4 Altura Total: 16,50m	Mod. 5 Altura Total: 19,30m	Mod. 6 Altura Total: 22,10m	Mod. 7 Altura Total: 24,90m	Mod. 8 Altura Total: 27,70m	Mod. 9 Altura Total: 30,50m	Mod. 10 Altura Total: 33,30m
Parâmetro α	0°- 180°	0,260	0,376	0,485	0,584	0,674	0,757	0,834	0,907	0,975	1,041
	90°- 270°	0,487	0,649	0,788	0,911	1,023	1,125	1,221	1,310	1,394	1,474
Coeficiente γ_z	0°- 180°	1,010	1,020	1,030	1,050	1,070	1,100	1,120	1,150	1,180	1,220
	90°- 270°	1,030	1,070	1,110	1,160	1,220	1,290	1,370	1,470	1,580	1,710
Processo P- Δ	0°/360°	1,012	1,023	1,037	1,055	1,076	1,100	1,1127	1,158	1,192	1,231
	90°	1,001	1,024	1,061	1,111	1,172	1,244	1,331	1,435	1,560	1,712
	180°	1,008	1,018	1,032	1,050	1,070	1,094	1,122	1,152	1,187	1,226
	270°	1,092	1,142	1,195	1,254	1,321	1,398	1,489	1,597	1,727	1,887

Fonte: Autor, 2022.

No caso do modelo estrutural composto apenas por lajes e pilares, para o parâmetro α , os resultados obtidos no primeiro modelo composto de quatro pavimentos e altura de 8,10m, para ambas as direções dispôs de valores menores que 0,60. De acordo com o estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) apontaria uma estrutura de nós fixos, com deslocamentos desprezíveis.

Entretanto, a partir do segundo modelo o parâmetro α apresentou resultados superiores a 0,60 nas direções de 90° e 270° e pequenas variações foram surgindo nas direções de 0° e 180°, a partir do modelo estrutural 5 o valor foi superior ao limite determinado por norma. Concluindo que se trata de uma estrutura com nós móveis, no qual, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) possui deslocamentos horizontais que devem ser considerados.

O primeiro modelo se trata de uma estrutura composta por 4 pavimentos, sendo assim, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o coeficiente γ_z se torna válido para análise. Nesse modelo os resultados apresentam em todas as direções valores menores que 1,10, no qual classifica a estrutura como de nós fixos, de mesmo modo, foi obtido valores inferiores na situação 2.

A partir do modelo 3 é possível observar maiores variações nos resultados de γ_z entre duas estudadas, em que para a direção de 0° e 180° o valor foi inferior a 1,10 e para a direção de 90° e 270° foi superior a 1,10. No caso de valores acima de 1,10 a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina como estrutura de nós móveis, sendo admitido essa classificação até o limite $\gamma_z \leq 1,30$, porém é necessário que seja utilizado para essa avaliação a majoração adicional nos esforços horizontais de $0,95\gamma_z$ para torná-lo válido.

Deste modo, os demais modelos lançados atendem a essa condição sendo classificados de estrutura de nós móveis até a situação 6, no qual é composto por 9 pavimentos. O modelo seguinte calculado possui um coeficiente $\gamma_z = 1,37$ na direção de 90° e 270°, o que o classifica como instável, pois segundo Kimura (2007), para valores de γ_z superiores a 1,30 considera-se que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado.

Para Pinto, Corrêa e Ramalho (2005 *apud* Moncayo, 2011) classificam o uso de γ_z até o limite de 1,25, acima desses valores devem ser evitados. Dessa forma, seria admitido

o modelo estrutural 5, que possui 8 pavimentos, sendo 5 tipos, térreo, barrilete e caixa d'água. Os demais modelos apresentariam um grau alto de instabilidade, fazendo necessário a análise pelo processo P- Δ .

O processo P- Δ não é um parâmetro de estabilidade global, a avaliação é desenvolvida após sua análise (MONCAYO, 2011). Os resultados apresentaram interferência elevadas a partir do modelo 5, ou seja, quando considerado valores acima de 1,30 o grau de instabilidade elevado. Desse modo, o modelo estrutural 4, no qual possui 1,25 na direção de 270° situa-se dentro dos limites.

4.2. 2º Caso

Os resultados obtidos no *software* TQS para o parâmetro α , coeficiente γ_z e processo P- Δ para os modelos estruturais convencionais, composto por lajes, vigas e pilares, analisada em diferentes alturas, são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros de Estabilidade Global 2º Caso

	Ângulo	Mod. 1 Altura Total: 8,50m	Mod. 2 Altura Total: 11,50m	Mod. 3 Altura Total: 14,50m	Mod. 4 Altura Total: 17,50m	Mod. 5 Altura Total: 20,50m	Mod. 6 Altura Total: 23,50m	Mod. 7 Altura Total: 26,50m	Mod. 8 Altura Total: 29,50m	Mod. 9 Altura Total: 32,50m	Mod. 10 Altura Total: 35,50m
Parâmetro α	0°- 180°	0,207	0,262	0,310	0,353	0,393	0,431	0,467	0,501	0,534	0,566
	90°- 270°	0,335	0,435	0,517	0,589	0,654	0,713	0,767	0,819	0,867	0,913
Coeficiente γ_z	0°- 180°	1,010	1,010	1,010	1,020	1,030	1,030	1,040	1,050	1,050	1,060
	90°- 270°	1,020	1,030	1,050	1,070	1,090	1,110	1,130	1,150	1,170	1,200
Processo P- Δ	0°/360°	1,004	1,008	1,013	1,019	1,025	1,031	1,038	1,045	1,052	1,060
	90°	1,020	1,035	1,053	1,071	1,091	1,112	1,133	1,156	1,180	1,205
	180°	1,006	1,010	1,016	1,021	1,028	1,035	1,042	1,050	1,057	1,066
	270°	1,017	1,030	1,047	1,065	1,084	1,104	1,126	1,148	1,172	1,197

Fonte: Autor, 2022.

Para o segundo caso, a avaliação do parâmetro α manteve-se dentro do limite 0,60 estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), classificando a estrutura como de nós fixos até o modelo estrutural 4, que apresenta altura de 17,50m e possui 7 pavimentos. A partir do modelo 5, é possível observar que o acréscimo de pavimentos contribuiu para que nas direções de 90° e 270° o valor de α seja superior a 0,60 e a estrutura seja classificada como de nós móveis, entretanto, nas direções de 0° e 180° houve pequenas alterações, mantendo-se abaixo do limite estabelecido por norma.

Os resultados obtidos para coeficiente γ_z se mantiveram bastante próximo do valor de 1,10, apresentando a partir do modelo 6 valor superior na análise das direções 90° e 270°, o qual classifica a estrutura nesse estágio de nós móveis.

Os valores dos primeiros modelos lançados se mantiveram abaixo do limite de $\gamma_z \leq 1,10$, entende-se por eles que os efeitos de segunda ordem estão em torno de 2% no primeiro modelo calculado nas direções 90° e 270° e alcançando a marca de 1% nas direções 0° e 180° sofrendo poucas variações. Esses resultados demonstram que a estrutura possui nós poucos deslocáveis que podem ser desprezíveis (ABNT NBR 6118, 2014). Para Kimura (2007), os resultados apenas seriam indesejáveis inferiores a 1,00 ou negativos, uma vez que indicam uma estrutura instável.

Além disso, os valores obtidos para análise do processo P- Δ se mantiveram com percentuais abaixo de 10% até o modelo 6 e apresentando valor superior no modelo 7, mas dispondo de valor menor que 1,30, o que garante grau de estabilidade coerente. A direção

de ação do vento que apresentou maiores valores foi o 270°, nos demais se manteve dentro dos limites ou variando um pouco, como é observado na direção de 90°, consta-se que a estrutura apresenta estabilidade global.

4.3. Análise comparativa dos casos

Os modelos desenvolvidos para os dois casos conforme descrito são baseados na mesma planta baixa, porém, apresentando distinção na composição do elemento estrutural viga e espessura diferentes para as lajes. A disposição e quantidades de pilares são as mesmas e o modelo de laje utilizado é apenas um, a laje maciça. Através desses modelos foi possível analisar o comportamento distinto diante a estabilidade global.

Para o parâmetro α foi observado que nas direções 0° e 180° inicialmente apresentaram valores próximos e abaixo do limite de 0,60 para estrutura de nós fixos, todavia, nota-se que, com do acréscimo de pavimentos tipos, o primeiro caso expõe valores mais expressivos, alcançando valor superior ao limite no modelo estrutural 5, conforme a Figura 11. Já no segundo caso, dispôs de uma menor variação nos modelos analisados, mantendo abaixo do limite.

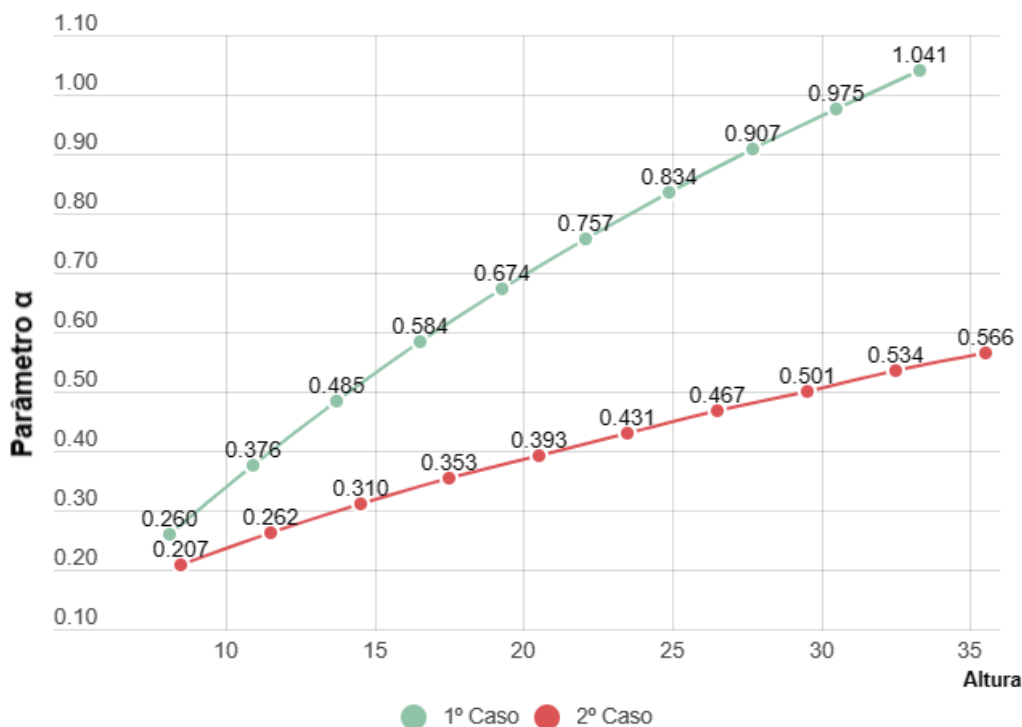


Figura 11 - Gráfico: Resultados do parâmetro α obtidos na avaliação dos casos para a direção 0° e 180°. Fonte: Autor (2022).

Entretanto, para as direções de 90° e 270° os valores apresentam maior expressividade, principalmente, para o primeiro caso, no qual a partir do segundo modelo é observado valor acima do limite. No segundo, é observado que o valor inicial é considerado bem acima do analisado nas demais direções, porém, no modelo estrutural 6 o resultado é superior ao limite, como visto na Figura 12.

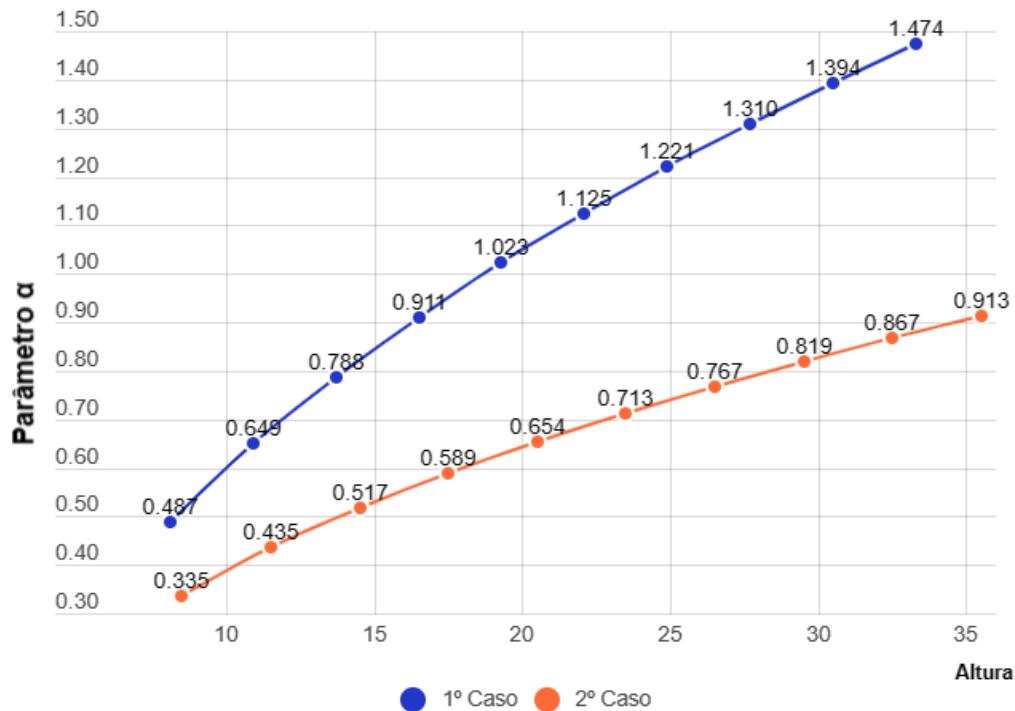


Figura 12 - Gráfico: Resultados do parâmetro α obtidos na avaliação dos casos para a direção 90° e 270°. Fonte: Autor (2022).

A variação apresentada nas direções entre os modelos é explicada através da rigidez que os elementos possuem, podendo ser observado que as direções de 0° e 180° expõem menor rigidez na estrutura. Considerando o primeiro caso, a configuração da laje proporciona rigidez equivalente, no qual gera uma redução para o parâmetro, entretanto na direção 90° e 270° os elementos dispõem de uma maior rigidez.

Na Figura 13 são apresentados os valores obtidos nos dois casos para as direções de 0° e 180° da ação do vento do coeficiente γ_z . Através deste, além de avaliar a estabilidade global, pode-se estimar os esforços de segunda ordem. A partir disso, nota-se que os modelos nos dois casos apresentam valores próximos e ligeiramente abaixo do limite para 1,10 que determina a estrutura como de nós fixos, exibindo apenas valores superior no modelo estrutural 6 do primeiro caso.

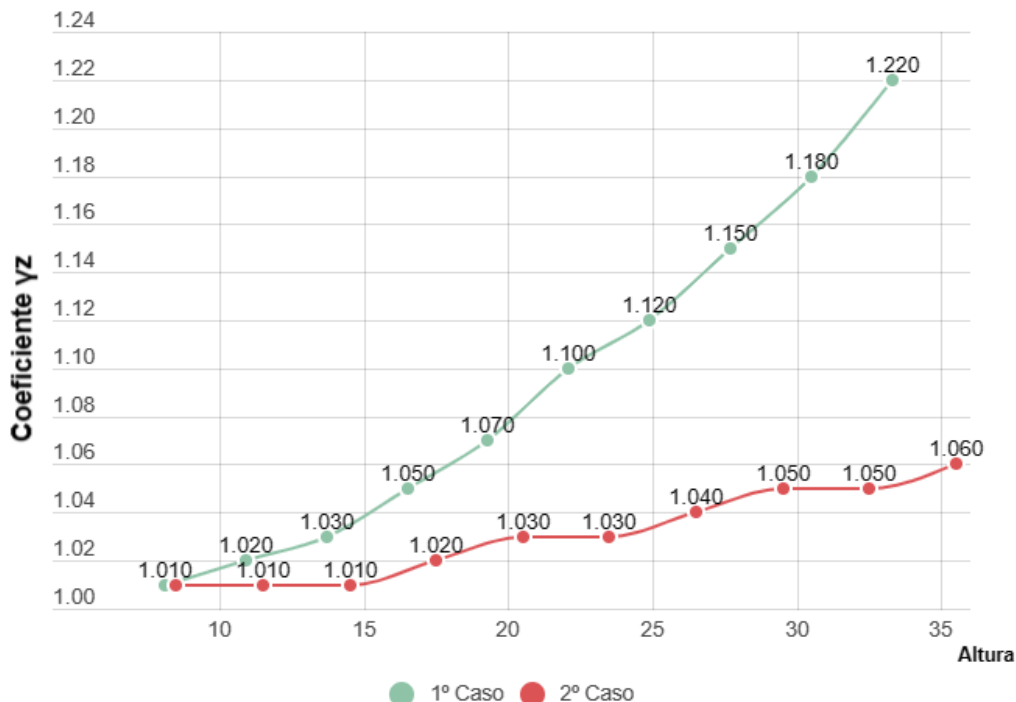


Figura 13 - Gráfico: Resultados do coeficiente γ_z obtidos na avaliação dos casos para a direção 0° e 180°. Fonte: Autor (2022).

Para as direções 90° e 270° os valores foram bastante significativos na análise do coeficiente γ_z , assim como no parâmetro α , no qual tornaram essa direção como determinante para a classificação quanto estabilidade global. Observa-se que para o primeiro caso, até modelo 5, é atendida a condição descrita por Pinto, Corrêa e Ramalho (2005 *apud* Moncayo, 2011) de que o γ_z limite deve ser de 1,25, já no segundo caso, todos os modelos lançados estão dentro do limite, conforme visto na Figura 14.

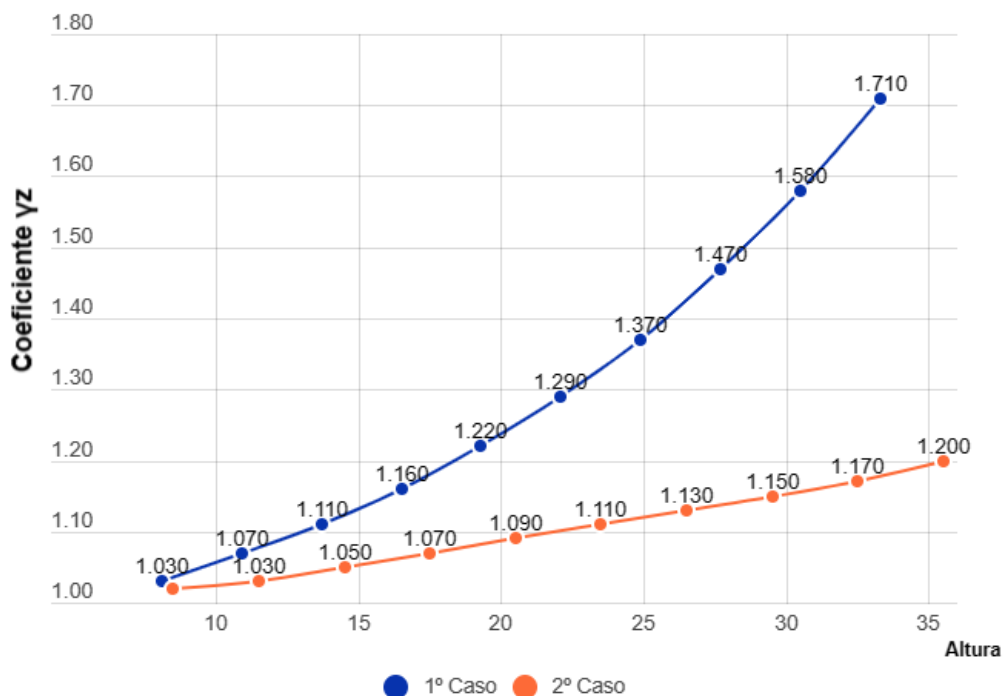


Figura 14 - Gráfico: Resultados do coeficiente γ_z obtidos na avaliação dos casos para a direção 90° e 270°. Fonte: Autor (2022).

Todavia, no processo $P-\Delta$ os dois casos apresentaram valores distintos nas direções, dispondo resultados consideravelmente superiores no primeiro caso, como analisado na Tabela 3. Através de avaliação nas duas situações os modelos lançados tiveram seus valores mais altos na direção 270° , porém, quando comparados a diferença qualitativa dos resultados obtidos é bastante ponderada, conforme visto na Figura 15.

Tabela 3 - Resultados no processo $P-\Delta$ obtidos na avaliação dos casos

Direção		Mod. 1	Mod. 2	Mod. 3	Mod. 4	Mod. 5	Mod. 6	Mod. 7	Mod. 8	Mod. 9	Mod. 10
$0^\circ/360^\circ$	1º Caso	1,012	1,023	1,037	1,055	1,076	1,100	1,1127	1,158	1,192	1,231
	2º Caso	1,004	1,008	1,013	1,019	1,025	1,031	1,038	1,045	1,052	1,060
90°	1º Caso	1,001	1,024	1,061	1,111	1,172	1,244	1,331	1,435	1,560	1,712
	2º Caso	1,020	1,035	1,053	1,071	1,091	1,112	1,133	1,156	1,180	1,205
180°	1º Caso	1,008	1,018	1,032	1,050	1,070	1,094	1,122	1,152	1,187	1,226
	2º Caso	1,006	1,010	1,016	1,021	1,028	1,035	1,042	1,050	1,057	1,066
270°	1º Caso	1,092	1,142	1,195	1,254	1,321	1,398	1,489	1,597	1,727	1,887
	2º Caso	1,017	1,030	1,047	1,065	1,084	1,104	1,126	1,148	1,172	1,197

Fonte: Autor, 2022.

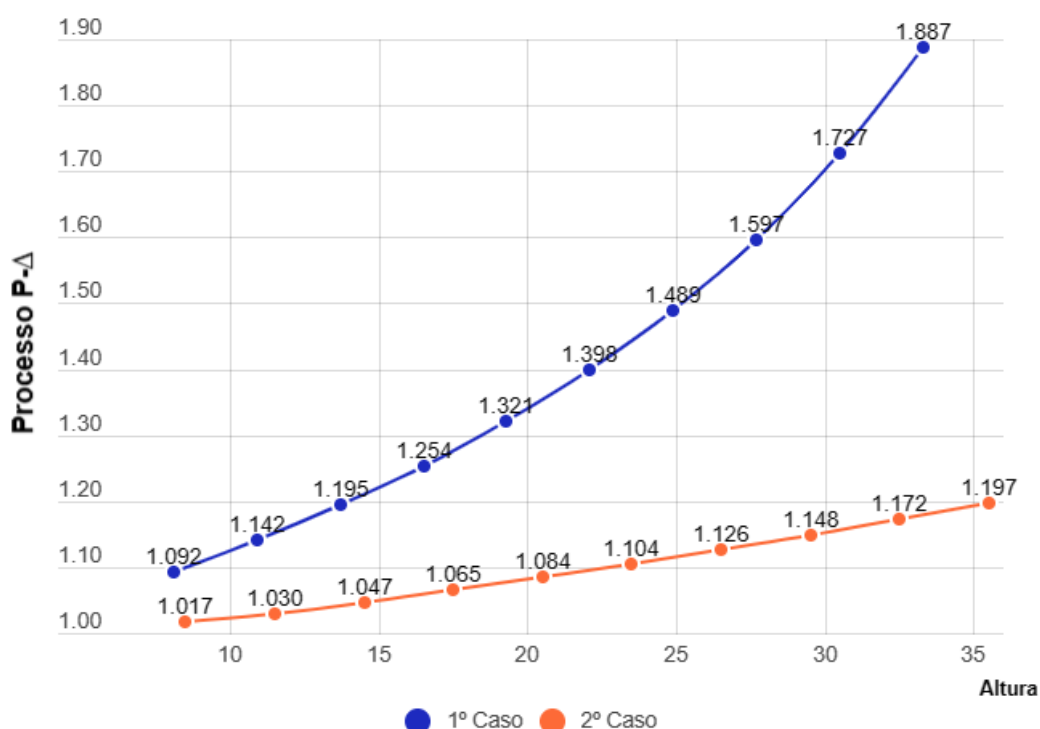


Figura 15 - Gráfico: Resultados do coeficiente $P-\Delta$ obtidos na avaliação dos casos para a direção 270° .
Fonte: Autor (2022).

5. CONCLUSÕES

Utilizando o *software* TQS, este trabalho realizou uma análise comparativa de parâmetros de estabilidade global, proposto para verificar o número máximo de pavimentos que seria obtido com resultados coerentes para os critérios estudados para edificação com lajes lisas e o modelo convencional estrutural.

Os resultados obtidos através da análise dos parâmetros utilizados exibiram que os modelos lançados com lajes lisas apresentaram valores discrepantes. Nota-se gradualmente que ao acréscimo de cada pavimento tipo, os parâmetros de estabilidade aumentavam, o que implica concluir que os pilares eram expostos a trabalhar com mais esforços e necessitar de mais rigidez. Dessa forma, o modelo com número de pavimentos

máximos que está dentro dos limites estabelecidos por norma é o modelo estrutural 4 que possui altura de 16,50m.

No segundo caso, os resultados alcançados apresentaram valores mais próximos e constantes, se mantendo dentro dos limites estabelecidos por norma, dos quais se conclui que as vigas possuem considerável colaboração para a estabilidade global. Em virtude disso, o modelo convencional apresentou propriedade de número de pavimentos maior que os formados por lajes lisas, visto que se trata de um comparativo e o objeto de pesquisa satisfizes seu limite de incoerência para os parâmetros, o modelo convencional de altura máxima estudado foi o modelo estrutural 10, que possui altura de 35,50m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – 2014: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 2019.

AGNOLETTO, R. M. Lajes lisas: comparativo de consumo de aço utilizando os métodos dos pórticos equivalentes e dos elementos finitos. 2012. 57 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

CAIO, F. Análise comparativa entre sistemas estruturais de lajes maciças e nervuradas treliçadas. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário UNIVATES, Lajeado, 2014.

CRUZ, J. M. F.; FERREIRA, E. T.; LUCENA, C. A. T. Estruturas: a estabilidade global dos edifícios altos. João Pessoa: Leia Livros, 2019.

DAL PRÁ, A. A. Análise de alternativas de projeto para pavimentos sem vigas em concreto armado. 2012 Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

FARIA, M. P. Estruturas para edifícios em concreto armado: análise comparativa de soluções com lajes convencionais, lisas e nervuradas. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

FERREIRA, B. C. S. Análise comparativa entre dois programas de cálculo estrutural: CAD/TQS e SAP 2000. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução. 1989. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1989.

GONÇALVES, R. M.; MUNAIAR NET, J.; SALES, J. J.; MAXIMILIANO, M. Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos. São Carlos: SET/EESC/USP, 2007.

HENNRICHS, C. A. Estudo sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado. 2003. 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

KIMURA, A. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

KOVALCZUK, E. F.; MUNARETTO, G. A. Punção em lajes lisas: influência da altura útil da laje no dimensionamento. 2014. 114 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

MONCAYO, W. J. Z. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 2011. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

NERVO, R. Análise comparativa dos sistemas estruturais de lajes convencionais e lajes nervuradas. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2012.

PACHECO, A. R.; Dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado: metodologia sem uso de *software* profissional vs. sistema CAD/TQS. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

PUEL, A.; LORIGGIO, D.D. Análise numérica de lajes planas simétricas e assimétricas em concreto armado – análise integrada laje/pilar. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, n. 3, p. 306-356, 2016.

RIBEIRO, J. F. Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SILVA JÚNIOR, H. J. Avaliação da estabilidade global de edifícios altos no município de Caruaru com consideração da ação do vento e de sismo. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2017.

TAVARES, C. M. Análise da estabilidade global de um edifício alto de concreto armado com estrutura de lajes nervuradas lisas. 2018. Dissertação (Mestrado de Engenharia Civil e Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2018.

TRIGO, J. S. Análise comparativa entre normas para avaliar o efeito de punção em lajes planas de concreto armado. 2017. Dissertação (Mestrado de Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Politécnico do Porto, Portugal, 2017.

WORDEL, F. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

Análise comparativa de estabilidade global em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos com a utilização de lajes lisas e convencionais

Camila Fragoso de Siqueira
