

**INFLUÊNCIAS DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO,
DE 20 MPa A 50 MPa, NOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE**

**INFLUENCES OF CONCRETE RESISTANCE VARIATION, FROM 20
MPa TO 50 MPa, IN INSTABILITY PARAMETERS**

HELLEM VICTORIA RIBEIRO DOS SANTOS

Graduada em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica de Goiás,
Mestranda em Engenharia Ambiental e Sanitária pela Universidade Federal de Goiás
hellemvsantos@gmail.com

LUCIANO DA SILVA RODRIGUES FILHO

Graduado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica de Goiás
luciano_filho97@hotmail.com

RICARDO TAVARES PACHECO

Professor da Pontifícia Universidade Católica de Goiás
rtpengcivil@gmail.com

Resumo: Em virtude da escassez de espaços horizontais, do crescimento populacional e das novas tecnologias, as edificações estão cada vez mais altas e esbeltas, tornando essencial o estudo da instabilidade. Fazendo uso da ferramenta computacional CAD/TQS versão V17 Pleno para a análise estrutural, abordaram-se as variações do f_{c28} em uma estrutura de concreto armado, verificando as influências destas variações nos efeitos de segunda ordem, que podem ter sua grandeza estimada pelo parâmetro de instabilidade γ_z . A partir da simulação computacional e da análise teórica deste parâmetro, percebeu-se pouca redução do mesmo, o que revela que aumentar o f_{c28} ao longo dos pavimentos de uma edificação não influencia significativamente nos efeitos de segunda ordem.

Palavras-chave: variação do f_{c28} . estruturas de concreto armado. coeficiente γ_z . parâmetros de instabilidade.

Abstract: Because of the scarcity of horizontal spaces, population growth and new technologies, buildings are increasingly tall and slender, making the study of instability essential. Using the CAD / TQS version V17 Full computational tool for structural analysis, f_{c28} . variations in a reinforced concrete structure were approached, verifying the influences of these variations on the second order effects, which may be estimated by the parameter of γ_z instability. From the computational simulation and the theoretical analysis of this parameter, it was noticed little reduction, which reveals that increasing the f_{c28} along the floors of a building does not significantly influence the second order effects.

Keywords: f_{c28} variation. reinforced concrete structures. γ_z coefficient. instability parameters.

INTRODUÇÃO

A resistência à compressão aos 28 dias (f_{c28}) é uma das propriedades fundamentais do concreto e, ao iniciar um projeto estrutural, é necessário estabelecê-la. Tanto o módulo de elasticidade (E) quanto a inércia (I), que determinam a rigidez do elemento estrutural, relacionam-se com o f_{ck} ; sendo E uma propriedade do concreto que associa a tensão aplicada à deformação obtida e que a dimensão da seção transversal do elemento é inversamente proporcional ao f_{ck} .

O estabelecimento de um arranjo apropriado dos elementos estruturais, que garanta o alcance das finalidades de projeto, é o primeiro passo para conceber a estrutura de um edifício. Diz-se que o arranjo estrutural é adequado quando este apresenta funcionalidade e capacidade de atender aspectos relacionados à segurança e economia; ressaltando que a estrutura deve apresentar seguridade contra os estados limites.

Para uma avaliação da instabilidade global de uma estrutura, é necessário considerar sua deslocabilidade e o seu equilíbrio na configuração deslocada. A partir deste estudo, observa-se o surgimento de esforços adicionais advindos da interação entre as forças já existentes e os deslocamentos, que são denominados efeitos de segunda ordem. Em algumas estruturas, estes efeitos podem ser de extrema significância enquanto, em outras, não é necessário que sejam considerados.

Dois processos aproximados que estimam a grandeza dos efeitos de segunda ordem e que indicam se estes devem ou não ser integrados ao cálculo estrutural são apresentados pela ABNT NBR 6118:2014: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

Para projetos estruturais, em razão do avanço dos modelos de análise estrutural, o uso do computador é indispensável. Desta forma, tem-se considerado a interação entre os diversos elementos, até mesmo com o solo e, consequentemente, realizado uma análise global. Essencialmente, compara-se o cálculo estrutural de uma estrutura a fazer a sua análise estrutural e, a partir desta, é que se compreende o comportamento da edificação. Estudar este comportamento é de demasiada importância, o que resulta numa análise estrutural bem elaborada.

Em virtude dos espaços horizontais cada vez menores, do crescimento populacional e das novas tecnologias, a altura das edificações tem sido maximizada, de forma que estas se tornam mais altas e mais esbeltas; a vista disto, são indispensáveis os estudos acerca da

instabilidade global de uma estrutura. Atualmente, tem-se adotado a concepção de elementos de menor seção transversal, tornando de suma relevância a análise de instabilidade da estrutura, uma vez que a estrutura pode entrar em ruína abruptamente.

Este trabalho tem o intuito de variar o f_{c28} ao longo dos pavimentos da estrutura adotada; determinar as alterações no parâmetro de instabilidade denominado coeficiente γ_z , provenientes da mudança do f_{c28} e determinar até que ponto é vantajoso variar o f_{c28} em um edifício.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Análise estrutural

Uma análise estrutural, dentre outras considerações, significa calcular os deslocamentos e os esforços solicitantes por meio de um modelo que simulará a estrutura real; permitindo delinear o caminho das cargas até os apoios da mesma. Em casos muito complexos, a interação solo-estrutura também deve ser contemplada (BARBOZA, 2008).

Na realização da análise estrutural, uma parte extremamente importante em um projeto profissional, o engenheiro deve conhecer os modelos estruturais disponíveis e, assim, escolher o que mais se encaixa para aquela estrutura (KIMURA, 2018).

É muito comum, na prática atual, a adoção de combinações de modelos estruturais em um projeto de edifícios, pois um modelo estrutural não é perfeito, possui limitações. É necessário conhecer suas aproximações e fazer o melhor uso para que estes modelos simulem o edifício na vida real (KIMURA, 2018).

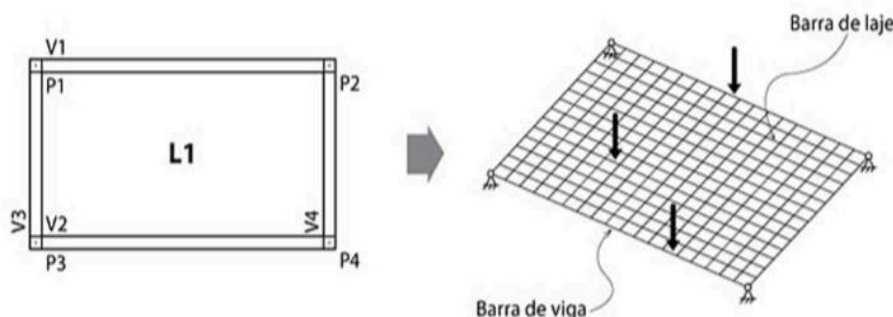
Modelos estruturais

A seguir serão apresentados dois modelos estruturais utilizados de maneira associada para a simulação da estrutura.

Grelha de vigas e lajes

O modelo de grelha de vigas e lajes (Figura 1) é direcionado para análise estrutural de um pavimento. Neste modelo, os elementos formam uma malha de barras no plano horizontal, que simulam as vigas e as lajes, submetidas a cargas verticais. Os pilares são representados por apoios simples (KIMURA, 2018).

Figura 1 – Demonstração do modelo de grelha de vigas e lajes.



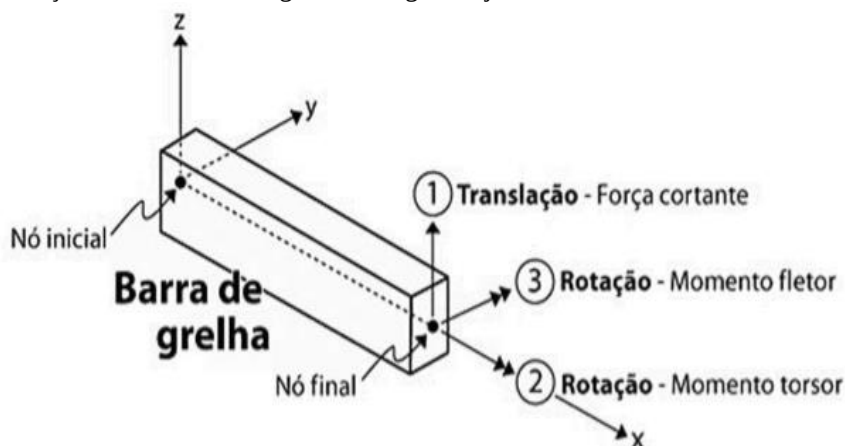
Fonte: Kimura (2018).

A laje é subdividida em diversos alinhamentos de trechos (faixas ou grelha) representados por barras, na direção principal da mesma, para que cada barra simbolize um trecho do pavimento. O espaçamento destas barras vai de acordo com a precisão empregada e pela capacidade do software (KIMURA, 2018).

A interação entre os elementos deste modelo é considerada de forma muito precisa; não mais utilizando a transferência de carga por área de influência, mas, sim, pela rigidez de cada barra. O esforço migrará automaticamente para as regiões de maior rigidez (BARBOZA, 2008).

Em cada interseção entre as barras é definido um nó que possui três graus de liberdade como representado pela Figura 2, tornando possível o cálculo dos esforços da mesma (KIMURA, 2018).

Figura 2 – Demonstração do nó do modelo grelha de vigas e lajes.

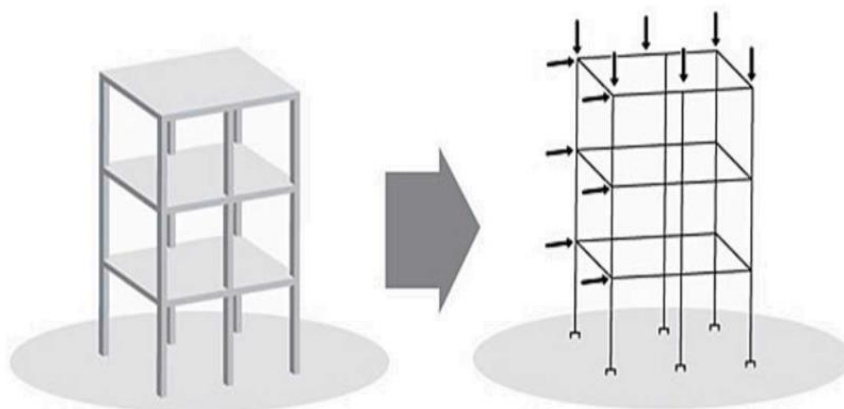


Fonte: Kimura (2018).

Pórtico espacial

O Pórtico espacial (Figura 3) consiste em um modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas do edifício, tendo uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura. Usualmente, as lajes são desconsideradas neste modelo, mas este avalia o comportamento do edifício sob aplicação simultânea de ações verticais e horizontais em todas as direções e sentidos (BENINCÁ, 2016).

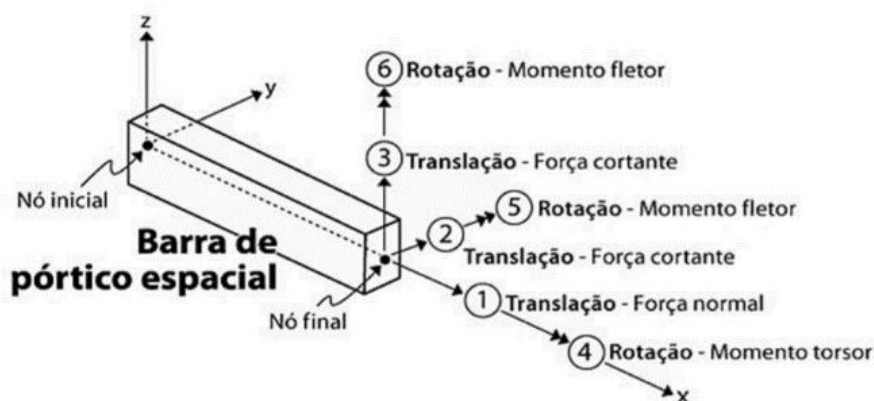
Figura 3 – Demonstração do modelo de pórtico espacial.



Fonte: Kimura (2018).

Diferente dos modelos apresentados anteriormente, os nós entre os elementos lineares possuem seis graus de liberdade (três translações e três rotações, como apresenta a Figura 4), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços em todas as vigas e pilares (KIMURA, 2018).

Figura 4 – Demonstração do nó do modelo de pórtico espacial.



Fonte: Kimura (2018).

Parâmetros de Instabilidade

De acordo com o item 14.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, para todo o caso, deve-se respeitar as condições de equilíbrio. Tratando-se da teoria de primeira ordem, pode-se estabelecer as equações de equilíbrio tendo como base a geometria indeformada da estrutura; a não ser em casos nos quais os esforços internos são consideravelmente alterados pelo deslocamento (teoria de segunda ordem).

Os efeitos presentes na configuração inicial do edifício, não deformado, são denominados efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2018). Os deslocamentos laterais dos nós de edifícios de concreto armado ocorrem em razão de cargas horizontais e verticais que neles atuam simultaneamente, o que caracteriza a não linearidade geométrica e física. Tratando-se de uma estrutura estável, na posição deslocada, ocorrerá uma nova condição de equilíbrio, acarretando o surgimento de esforços adicionais em vigas e pilares, os chamados esforços globais de segunda ordem (PRADO, 1995).

Os efeitos de segunda ordem podem ser globais, locais ou localizados. Os efeitos globais associam-se a todo o conjunto formado por lajes, vigas e pilares e são gerados pela presença concomitante de cargas verticais. Os efeitos locais estão relacionados a uma parte isolada da estrutura, desta forma, surgem em razão da presença simultânea de cargas. Por sua vez, os efeitos localizados dizem respeito a uma região particular de um elemento estrutural, na qual há uma concentração de tensões, desta forma, se devem a uma presença mais significativa de carga normal de compressão (KIMURA, 2018).

As estruturas podem ser distinguidas por possuírem nós móveis ou nós fixos. As estruturas de nós fixos possuem esforços globais de segunda ordem inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem; por esta razão, são considerados desprezíveis. Estes efeitos não são significativos para análise global da estrutura, mas têm influência no dimensionamento de pilares. A norma, para estas estruturas, devido aos eixos de pilares que não se mantêm retilíneos em andares individuais, exige somente a consideração dos efeitos locais de segunda ordem (Itens 15.4.1 e 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014).

Tratando-se de estruturas de nós móveis, os esforços globais e locais de segunda ordem não podem ser desprezados, considerando, na análise estrutural, a não linearidade física e geométrica (Item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014).

O vento e outras cargas horizontais aplicadas à estrutura não têm influência na instabilidade da mesma, pois, aumentando a força horizontal e, conseqüentemente, os esforços de segunda ordem, os esforços de primeira ordem serão elevados na mesma proporção (KIMURA, 2018).

Alguns parâmetros de instabilidade são capazes de estimar os efeitos de segunda ordem; essencialmente, o cálculo dos parâmetros de instabilidade ampara a avaliação da instabilidade global de edifícios (MONCAYO, 2011).

Coeficiente γ_z

De acordo o item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, para a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem em estruturas reticuladas de pelo menos quatro andares, pode-se considerar, de maneira aproximada, a não linearidade física e utiliza-se o coeficiente γ_z ,

determinado para cada situação de carregamento, através dos resultados obtidos de uma análise de primeira ordem, adotando-se os valores de rigidez apresentados no item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014.

Para cada caso de carregamento, o valor do coeficiente γ_z é dado pela equação (1):

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

Onde:

- γ_z : coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem;
- $M_{1,tot,d}$: a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, também denominado momento de tombamento;
- $\Delta M_{tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para $\gamma_z \leq 1,1$, a estrutura é considerada de nós fixos; para $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, pode-se fazer uso do γ_z para majorar os esforços horizontais do sistema de carregamentos considerado, no valor de $0,95 \cdot \gamma_z$, resultando numa determinação aproximada de esforços finais (somatório dos esforços de primeira ordem e segunda ordem) (BENINCÁ, 2016).

Formulações

Os itens 8.2.8 e 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014 fornecem as seguintes equações para o cálculo do módulo de elasticidade longitudinal (E) e da rigidez (EI_{sec}):

$$E = \alpha_E \cdot 5.600 \sqrt{f_{c28}} \quad (2)$$

Onde:

- E : módulo de elasticidade longitudinal para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa;
- α_E : coeficiente que varia de acordo com o material;
- f_{c28} : resistência à compressão do concreto aos 28 dias (MPa).

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

Onde:

- EI_{sec} : rigidez secante do pilar, considerando, aproximadamente, as não linearidades físicas;
- E_{ci} : módulo de elasticidade inicial do concreto;
- I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

As equações complementares (5), (6) e (7) são apresentadas por Kimura (2018) e calculam, respectivamente, o momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$), a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura ($\Delta M_{tot,d}$) e o deslocamento (Δ):

$$M_{1,tot,d} = Fh \cdot \gamma_f \cdot L \quad (4)$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$: a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, também denominado momento de tombamento;
- Fh : força horizontal;
- γ_f : coeficiente de segurança igual a 1,4;
- L : altura da estrutura.

$$\Delta M_{tot,d} = Fv \cdot \gamma_f \cdot \Delta \quad (5)$$

Onde:

- $\Delta M_{tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.
- Fv : força vertical;
- γ_f : coeficiente de segurança igual a 1,4;
- Δ : deslocamento horizontal.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (6)$$

Onde:

- I : inércia da seção transversal;
- b : base da seção transversal;
- h : altura da seção transversal.

$$\Delta = \frac{Fh \cdot L^3}{3 \cdot 0,8 \cdot I \cdot E} \quad (7)$$

Onde:

- Δ : deslocamento;
- Fh : força horizontal;
- L : comprimento;
- I : inércia;
- E : módulo de elasticidade longitudinal;
- O.B.S: foi considerada a não linearidade física que define uma correção de rigidez dos elementos. Em função da diminuição da rigidez dos elementos estruturais, considerou-se de maneira aproximada a não linearidade física; devido a estrutura ser composta por vigas e pilares, um valor único para a rigidez foi adotado.

Exemplo teórico

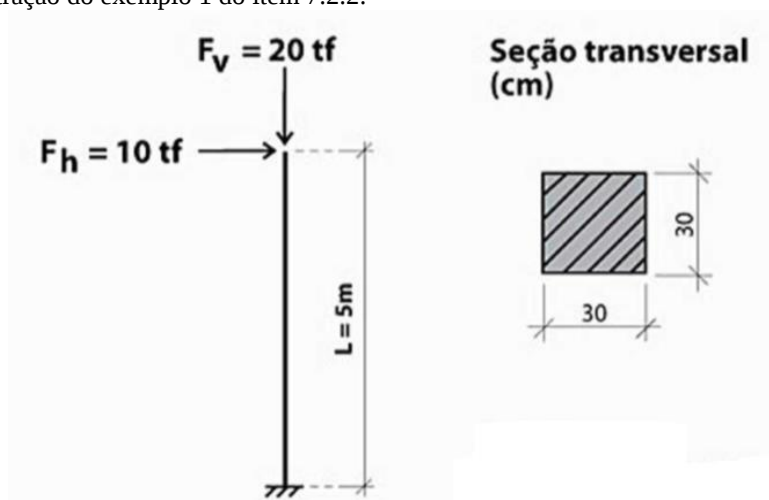
O exemplo 1 do item 7.2.2 de Kimura (2018), apresenta uma barra vertical engastada na base, com comprimento igual a 5 m, com seção transversal quadrada 30x30 cm, módulo de elasticidade variando conforme o f_{ck} adotado, submetida a forças horizontal (F_h) e vertical (F_v) em seu topo, conforme mostra a Figura 5.

METODOLOGIA

Aspirando atingir os objetivos propostos, inicialmente, realizou-se uma revisão de literatura, buscando referências acerca de assuntos relacionados a este trabalho: análise

estrutural; modelos estruturais; parâmetros de instabilidade, com ênfase no coeficiente γ_z ; formulações e exemplo teórico.

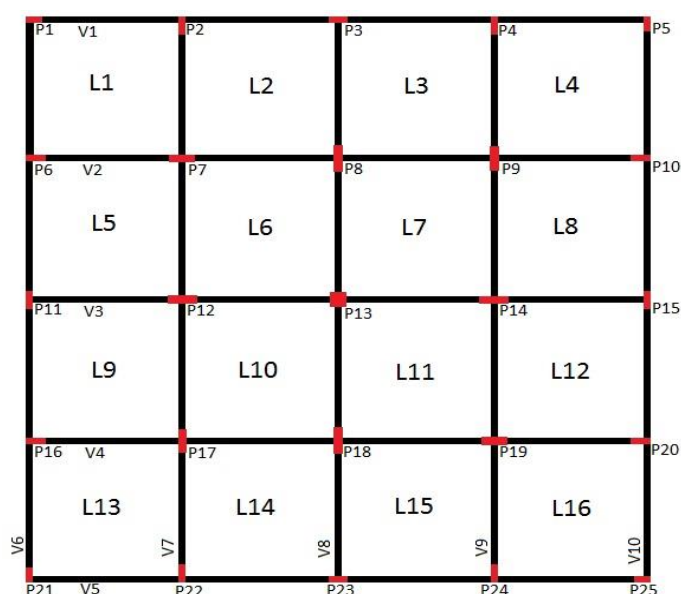
Figura 5 – Demonstração do exemplo 1 do item 7.2.2.



Fonte: Kimura (2018).

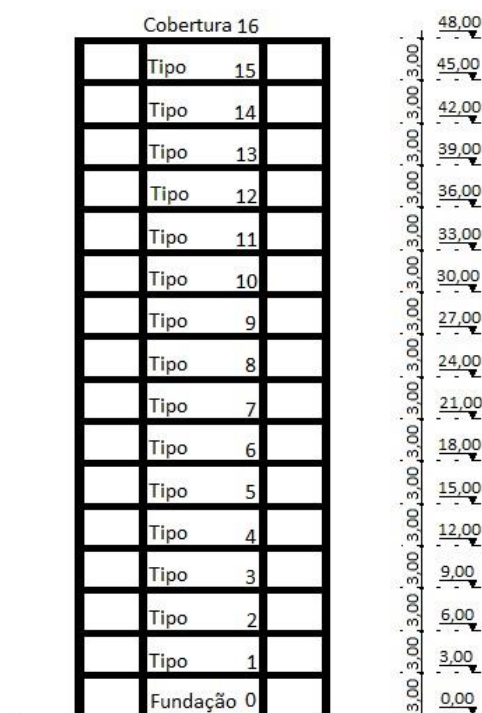
A partir do fechamento da revisão de literatura, uma estrutura foi modelada e processada, fazendo uso do modelo de pórtico espacial associado ao modelo de grelha de vigas e lajes no software CAD/TQS versão V17 Pleno. As figuras 6 e 7 demonstram esta estrutura:

Figura 6 – Planta baixa.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 7 – Corte Longitudinal.



Fonte: Autores, 2019.

Como observado nas figuras 6 e 7, a arquitetura é simples, sendo uma edificação de 20 pavimentos, cada um com um pé direito igual a 3 m e com 25 pilares.

A edificação foi prevista em concreto armado, sujeita a uma classe de agressividade ambiental I – Fraca - Rural/Submersa. Adotou-se uma velocidade básica do vento igual a 34 m/s, fator de terreno $S1 = 1$, categoria de rugosidade $S2 = IV$, classe de edificação $S2 = B$ e fator estatístico $B = 1$.

As cargas permanente adicional e acidental atuantes, sobre as quinze lajes, todas de espessura $h = 15 \text{ cm}$, são, conforme a ABNT NBR 6120:1980, respectivamente, iguais a $G = 0,10 \text{ tf/m}^2$ e $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$. Uma vez que todas as dez vigas têm a mesma seção transversal, 20x60 cm, a Tabela 1 apresenta a seção transversal de cada pilar:

Tabela 1 – Dimensões da seção transversal dos elementos estruturais.

Pilares	Base (cm)	Altura (cm)
P1, P25	50	20
P2, P6, P10, P16, P20, P23	60	20
P3, P4, P11, P15, P22, P24	20	60
P5, P21	20	50
P7, P19	80	25
P8, P18	25	90
P9, P17	25	80
P12, P14	90	25
P13	50	50

Fonte: Autores, 2019.

Após a modelagem da estrutura, esta foi processada variando, a cada processamento, o f_{ck} . No primeiro processamento, o f_{ck} foi o mesmo ao longo de toda a edificação; no segundo, foram utilizados dois f_{ck} diferentes, assim, do primeiro ao décimo pavimento, utilizou-se um f_{ck} igual a 25 MPa e, do décimo primeiro ao vigésimo, um f_{ck} igual a 20 MPa; nos próximos processamentos, a combinação de f_{ck} foi alterada até que não se percebesse uma variação significativa no parâmetro de instabilidade γ_z . Estipularam-se, deste modo, sete casos, como mostra a Tabela 2:

Tabela 2 – Combinações de f_{ck} para cada caso.

Casos	Combinações de f_{ck} (MPa)
Caso 1	20
Caso 2	25 - 20
Caso 3	30 - 20
Caso 4	35 - 20
Caso 5	40 - 20
Caso 6	45 - 20
Caso 7	50 - 20

Fonte: Autores, 2019.

Observou-se também o deslocamento horizontal do último pavimento da estrutura, para cada combinação de f_{ck} , para o caso em que a estrutura atinge o esgotamento da capacidade resistente, também conhecido como estado limite último (ELU) e, nesta esta avaliação, padronizou-se o caso “14 – ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1”.

O exemplo 1 do item 7.2.2 de Kimura (2018) foi base para o desenvolvimento da análise teórica realizada, variando apenas o f_{ck} a fim de que se aproximasse do proposto pelo presente trabalho.

Visando estabelecer a relação entre a simulação computacional e a análise teórica, para cada f_{ck} , calculou-se E , I , Δ , $M_{1,tot,d}$, $\Delta M_{tot,d}$ e γ_z considerando a não linearidade física. A partir da realização dos cálculos, fazendo uso das equações apresentadas no subtópico “formulações”, gráficos foram elaborados, relacionando o f_{ck} com o γ_f .

A análise dos resultados foi feita de maneira global na estrutura, avaliando as vantagens ou desvantagens advindas de cada mudança para que seja possível determinar até que ponto é vantajoso variar o f_{ck} em um edifício.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da utilização do software com as combinações de f_{ck} , ao analisar a instabilidade global e o ELU, respectivamente, obteve-se os valores presentes na Tabela 3 para o γ_z , para a redução do γ_z ao longo das combinações, para o Δ e para a redução do mesmo:

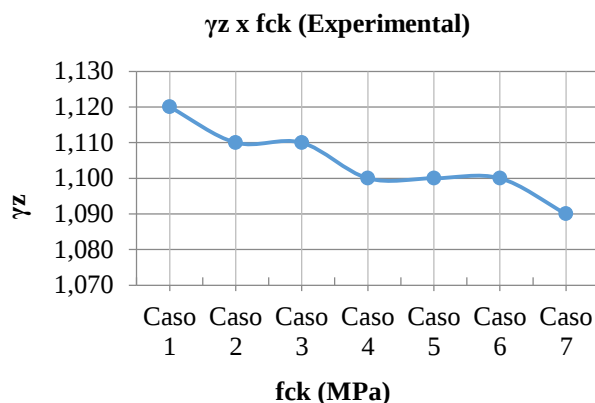
Tabela 3 – Valores Experimentais.

Experimental				
Casos	γ_z	Redução (%)	Δ (cm)	Redução (%)
Caso 1	1,12	0,00	3,3	0,00
Caso 2	1,11	0,89	3,2	3,03
Caso 3	1,11	0,89	3	9,09
Caso 4	1,10	1,79	2,9	12,12
Caso 5	1,10	1,79	2,9	12,12
Caso 6	1,10	1,79	2,8	15,15
Caso 7	1,09	2,68	2,7	18,18

Fonte: Autores, 2019.

Com a observação dos valores contidos na Tabela 3, depreende-se que foi necessário aumentar o f_{ck} em 2,5 vezes para ter a redução mais significativa do γ_z , de 2,68%. A Figura 8 apresenta a relação entre o aumento do f_{ck} e a redução do γ_z :

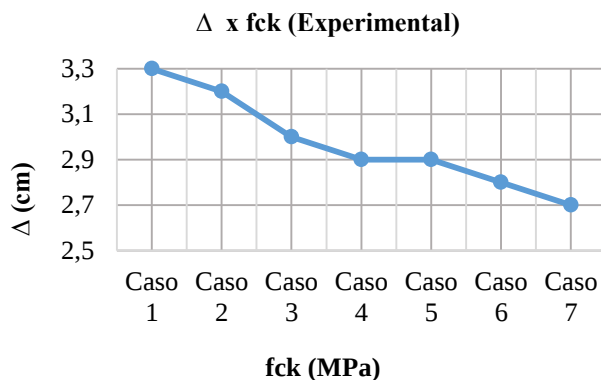
Figura 8 – Relação Experimental entre o f_{ck} e o γ_z .



Fonte: Autores, 2019.

O Δ (Figura 9) medido no último pavimento, por sua vez, apresentou uma variação mais significativa e, numa comparação entre o caso 7 e o caso 1, a redução foi de 18,18%.

Figura 9 – Relação Experimental entre o f_{ck} e o Δ .



Fonte: Autores, 2019.

Para a formulação teórica, utilizou-se como base o exemplo 1 do item 7.2.2 de Kimura (2018) e todas as equações já apresentadas.

Efetuada-se os cálculos, foram obtidos os valores apresentados pela Tabela 4:

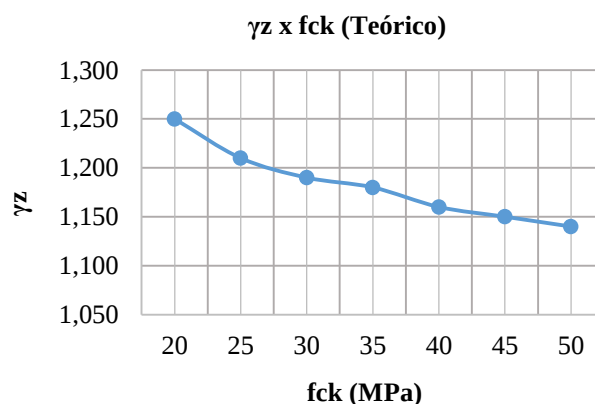
Tabela 4 – Valores Teóricos.

Teórico				
f_{ck} (MPa)	γ_z	Redução (%)	Δ (cm)	Redução (%)
20	1,21	0,00	0,31	0,00
25	1,18	2,15	0,28	10,56
30	1,16	3,69	0,25	18,35
35	1,15	4,84	0,23	24,41
40	1,14	5,76	0,22	29,29
45	1,13	6,50	0,21	33,33
50	1,12	7,12	0,19	36,75

Fonte: Autores, 2019.

Na análise teórica, para o aumento do f_{ck} de 20 MPa para 50 MPa, o γ_z , se comparado ao obtido na simulação computacional, apresentou uma redução relevante de 7,12%; no entanto, se avaliado separadamente, esta redução não tem grande relevância. O que também pode ser observado no Figura 10:

Figura 10 – Relação Teórica entre o f_{ck} e o γ_z .

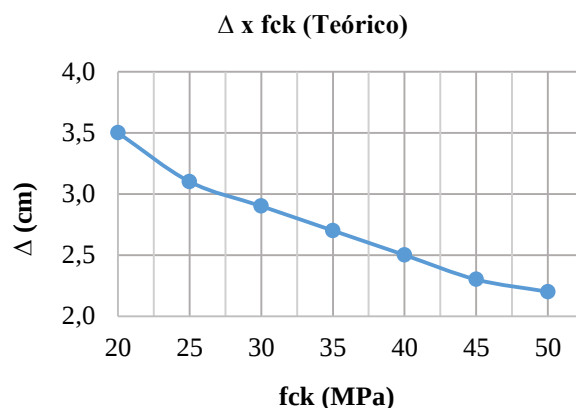


Fonte: Autores, 2019.

O Δ , mais uma vez, teve uma grande redução com o aumento do f_{ck} , de 36,75%. Em relação à Figura 9, que demonstra os valores obtidos na simulação computacional para o Δ em razão do f_{ck} , a análise teórica do deslocamento (Figura 11) apresentou uma maior redução do mesmo, na ordem de 18,57%, o que significa uma maior importância quando comparada à variação do Δ em função do f_{ck} na simulação computacional.

Analisando a fórmula (2), observa-se que, mesmo que o aumento do f_{ck} seja diretamente proporcional ao aumento do E , este aumento, no entanto, não é tão significativo, visto que há a presença da raiz quadrada.

Figura 11 – Relação Teórica entre o f_{ck} e o Δ .



Fonte: Autores, 2019.

Isto também pode ser compreendido pelos resultados das raízes dos f_{ck} como mostra a Tabela 5:

Tabela 5 – Variação dos Valores da Raiz do f_{ck}

f_{ck} (MPa)	$\sqrt{f_{ck}}$
20	4,472
25	5,000
30	5,477
35	5,916
40	6,325
45	6,708
50	7,071

Fonte: Autores, 2019.

Em razão do módulo de deformação longitudinal dos elementos ter sido incrementado sem que a inércia das peças fosse reduzida, contribuindo para rigidez da estrutura, houve queda no coeficiente γ_z , para a simulação computacional e análise teórica; entretanto, ao considerar o grande aumento do f_{ck} , a esta queda torna-se pouco representativa.

Com o aumento da classe de resistência do concreto, o deslocamento diminuiu; com base na mesma análise empregada para o coeficiente γ_z , isso se deve à não alteração da inércia e ao incremento do módulo de deformação do material, levando a uma estrutura menos deslocável.

CONCLUSÕES

O f_{ck} tem influência direta sobre o módulo de elasticidade longitudinal do material e o seu aumento leva à diminuição do coeficiente γ_z , no entanto, esta diminuição não mostrou-se tão significativa na simulação computacional realizada e, no que diz respeito ao deslocamento, o aumento do f_{ck} mostrou-se mais representativo.

Com a simulação computacional, observou-se que, para alcançar uma redução relevante do coeficiente γ_z , de 2,68%, foi preciso aumentar o f_{ck} em 2,5 vezes. A partir do baixo decréscimo do coeficiente, verifica-se que variação do f_{ck} ao longo dos pavimentos tem baixa influência na instabilidade global da estrutura, uma vez que a própria estrutura trabalha como um sistema de contraventamento; o que não é visto no exemplo de Kimura (2018), formado por uma única barra, assim, neste exemplo, a variação do f_{ck} teve uma influência maior na instabilidade.

Uma sugestão para futuros trabalhos é análise da relação entre o arranjo estrutural e a instabilidade global.

AGRADECIMENTOS

Nossos sinceros agradecimentos ao professor Ricardo Tavares Pacheco por todo o seu comprometimento em nos orientar, paciência e disponibilidade; à Pontifícia Universidade Católica de Goiás por ser um ambiente que, além de propiciar o desenvolvimento intelectual do corpo discente, fomenta a busca científica e aos nossos pais por sempre estarem ao nosso lado.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. p. 24. 102-106.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. p. 2

BENINCÁ, M. E. **Comparação entre Modelos de Análise Estrutural de Edifícios em Concreto Armado: estudo de caso.** Diplomação (Diplomação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande de Sul. Porto Alegre, p. 30. 2016.

KIMURA, A. E. **Informática Aplicada a Estruturas de Concreto Armado.** 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. p. 75. 76. 77. 78. 82. 83. 85. 86. 358. 359. 360. 361. 362. 374. 375. 376. 377. 378. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado.** Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 30. 2011.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações Verticais e Horizontais.** 1995. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.