

Calzada, M. L.¹; Elias, M. V.²

Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

Cunha Junior, B.F.R.³

Professor M., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

¹ marcusvmse@gmail.com; ² malusanta_na@outlook.com; ³ farneyjr@gmail.com

RESUMO: Para a qualidade da estrutura é necessário que todas as etapas da construção sejam realizadas respeitando as normas vigentes. Infelizmente inconformidades nas etapas são frequentes, principalmente quando se refere a resistência característica à compressão do concreto em relação a especificada em projeto, como também sobrecarga excessiva na estrutura. Sob essa ótica foi modelado no software Eberick®2021, o projeto original de uma estrutura residencial, respeitando todos os aspectos normativos para um projeto estrutural. Ao segundo passo, o trabalho foi dividido em dois modelos: o primeiro analisou a estrutura original sujeita a uma resistência à compressão abaixo da especificada em projeto, ocasionada por falhas no controle tecnológico do concreto em todos os elementos do edifício, durante a execução da obra. Posteriormente, o segundo modelo simulou a estrutura original submetida a uma carga acidental maior do que a prevista em projeto, causada pela aplicação de carga acidental excessiva. Através do estudo, foram geradas alterações nas vigas V18 e V23 em ambas as modelagens, e também em 8 pilares no primeiro modelo e 10 pilares no segundo modelo. O coeficiente de estabilidade global não obteve uma alteração considerável a ponto de gerar instabilidade na edificação. Os resultados obtidos levaram a concluir sobre a importância de que as etapas construtivas de uma obra devem ser realizadas conforme as normas brasileiras vigentes, desde o correto recebimento do concreto nas etapas iniciais de concretagem até o uso da edificação.

Palavras-chaves: concreto, estrutura, controle tecnológico, sobrecarga

Área de Concentração: 01 – Estruturas.

1 INTRODUÇÃO

O concreto simples associado com barras de aço de tal forma que ambos resistam aos esforços solicitantes, é denominado de concreto armado. Para a qualidade da estrutura é necessário que as etapas da construção, desde a correta produção do concreto em obra até a aplicação dos carregamentos sejam realizadas respeitando as normas vigentes.

O ensaio de resistência característica do concreto à compressão é o principal ensaio para aceitação ou rejeição de um lote de concreto, estando diretamente relacionada à segurança e estabilidade da estrutura. Esse ensaio é capaz de confirmar se a resistência do concreto aplicado na estrutura atende a prevista em projeto, visto que vários são os fatores que podem alterar essa resistência até o momento da aplicação,

como a adição excessiva de água na tentativa de assegurar maior trabalhabilidade do concreto, como também uma falha na dosagem.

Infelizmente a não conformidade da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) em relação ao estipulado por projeto devido à falta de controle tecnológico não é o único problema enfrentado quando se trata de concreto armado, sendo a sobrecarga excessiva em estruturas de concreto outro problema frequente nas obras brasileiras. Isso ocorre principalmente quando a estrutura é dimensionada para uma determinada utilização pelo projetista e acaba sendo utilizada para outro fim, não condizendo com a finalidade projetada.

O mal uso da estrutura e falhas no controle tecnológico do concreto levam à desvios no desempenho da estrutura e problemas patológicos, resultando em perdas econômicas, limitações de uso, gastos excessivos para reforços, e até mesmo a perda total da edificação.

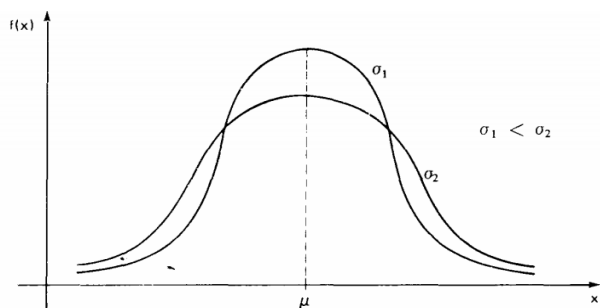
Este trabalho visa apresentar sobre eventuais impactos causados em uma estrutura submetida a cargas excessivas, e também à falhas no controle tecnológico do concreto ao longo de sua execução. Espera-se observar as falhas em vigas, pilares e lajes pelo modelo computacional nestas situações propostas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Estado da Arte

Pereira (2008) comparou lotes de amostragem de diferentes obras, uma de um edifício residencial, uma escola e um edifício comercial; nas quais apresentavam um volume de concreto de 7800m³, 7809 m³ e 6242 m³. Seu estudo teve como objetivo avaliar nestas obras dados reais de resistência à compressão do controle tecnológico, com foco nos critérios de aceitação ou rejeição. Foram avaliadas as curvas de tendência normal (curva da Gauss) para cada uma. Ainda segundo o autor, a distribuição populacional de produção de um concreto pode ser considerada normal, ou seja, uma curva de Gauss, quando este é produzido sobre condições fixas e de maneira homogênea. A curva padrão de distribuição Gaussiana está representada na figura 2.1.

Figura 2.1 – Curva de Distribuição normal padrão



Fonte: Pereira, 2008

Sabe-se que, quando a curva se encontra alta e estreita, significa que há um controle eficiente, assim como, quando há falhas nesse controle a curva se encontra baixa e larga.

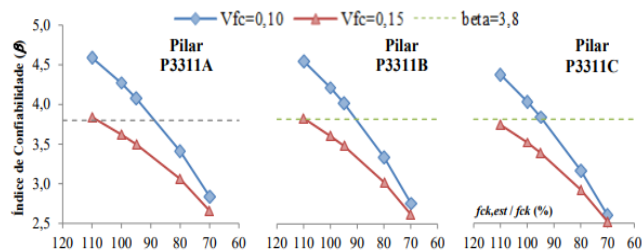
Ao analisar as curvas obtidas para cada obra, o autor constatou a qualidade do concreto aplicado, se ele

apresentava heterogeneidades provenientes da produção em obra, e analisou valores de desvio padrão de ensaio permitindo avaliar a dispersão dos resultados encontrados para os lotes analisados.

Magalhães (2014) comparou a influência de concretos não conformes na avaliação de confiabilidade de pilares estes apresentando apenas índices moderados de esbeltez, bi rotulados e de seção transversal 40x40 cm, com altura varando entre 3 e 6 metros. As taxas de armadura foram fixadas para todos. Em sua pesquisa, ocorreram algumas diferenças de forma mais acentuada em peças que tinham uma maior densidade de armadura, e em situações de uma não conformidade do concreto com mais de 80%.

Através nos gráficos representados na figura 2.2, o autor constatou que o coeficiente de variação de resistência (V_{fc}), representado por $V_{fc} = 0,10$ para cargas permanentes e $V_{fc} = 0,15$ para carga variável, influencia diretamente no índice de confiabilidade dos pilares (β). Nota-se também que a diferença entre os coeficientes 0,10 e 0,15 diminui com o agravamento da não conformidade da peça, isso devido ao fato de que tanto cargas permanentes e variáveis podem influir de maneira semelhante á um concreto com baixa resistência á compressão.

Figura 2.2 – Configuração Influência do concreto não conforme no valor de β no Pilar P3311

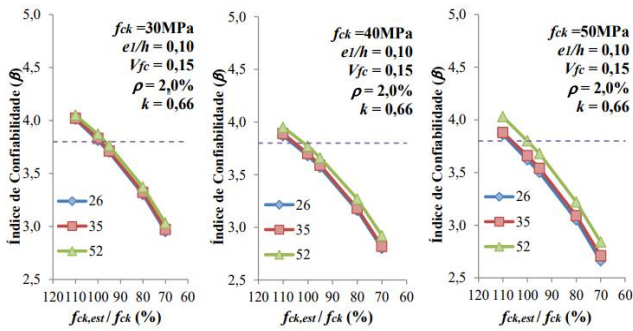


Fonte: Magalhães, 2014

Com isso, o autor pode concluir que o índice de confiabilidade é maior para $V_{fc} = 0,10$, ou seja, para cargas permanentes.

Em seu estudo, Magalhães também pode concluir que com o aumento da classe de resistência, crescia a influência da esbeltez na análise da estrutura. Além disso, a medida que aumentava a taxa de armadura da peça, se reduzia a influência do concreto na confiabilidade, reduzindo o efeito de não conformidades, conforme é possível analisar na figura 2.3.

Figura 2.3 – Índice de confiabilidade em pilares com $\rho=2,00\%$ em função do índice de esbelteza (λ) e da resistência característica á compressão



Fonte: Magalhães, 2014

Santiago (2011), obteve dados de nove estados brasileiros, voltados a verificação de não conformidades dos concretos produzidos no Brasil nos quais foram analisados mais de seis mil corpos de prova. Seu estudo baseou nos dados estatísticos de que grande parte do concreto produzido no país apresenta resistências não conformes. Em primeira instância, foi analisado se a classe do concreto interferiria nos resultados obtidos, e os concretos de classe C30, C40 e C50 apresentaram maior índice de não conformidades. Os concretos C20 apresentaram poucas variações em relação aos ditos conformes. Além disso, os concretos desta classe apresentaram resistência média próxima da especificada em projeto, em que o autor concluiu que, de forma geral, “as concreteiras estão centrando a resistência de dosagem na resistência característica e não na resistência média, como preconizados em norma” (Santiago, 2011). A tabela 2.1 apresenta os resultados não conformes para as diferentes classes de concreto.

Tabela 2.1 – Percentual de amostras não conformes por classe de resistência do concreto

Classe	Percentual de amostras não conformes (%)
C20	1%
C30	9%
C40	28%
C50	84%

Fonte: Santiago (2011)

O autor também comparou o índice de confiabilidade dos concretos. Para as seis mil amostras, estas apresentavam as diferentes classes de resistência, aço CA50, taxas de armadura podendo ser de $\rho = \rho_{\min}$, 2,0% e 4,0%; e razão de carregamento “k” entre carga variável e carga permanente ($k = L_n/D_n$) variando entre 0,5 e 1,5.

Em seu trabalho, comprovou a dependência entre o “ β ” e a razão de carregamento “k”, mostrando também que o índice de confiabilidade decresce á medida que a

razão L_n/D_n aumenta, ou seja, quando há presença de mais cargas variáveis. Quanto à resistência do concreto, é possível perceber à medida que a resistência do concreto aumenta, o índice de confiabilidade diminui, resultado do efeito da não conformidade ser maior em concretos com maiores resistências.

Conforme o autor, a redução mostrou-se mais significativa para a menores taxas de armadura e para as menores razões entre cargas acentuadas e permanentes.

Finalmente, Santiago (2011) ressalta que com o aumento da taxa de armadura a importância do concreto é reduzida, acarretando a importância da ação variável. Ao inverso, quando a razão L_n/D_n é maior, ele passa a ser mais importante.

2.2 Aspectos normativos

Conforme o item 15.7 da norma ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento), a análise estrutural considerando os efeitos de 2ª ordem deve considerar os efeitos da não linearidade geométrica e física, devido ao concreto apresentar esse comportamento. O coeficiente γ_z que avalia a importância dos esforços de 2ª ordem, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

Para Freitas, Luchi e Ferreira (2016), em uma estrutura convencional, a rigidez dos elementos estruturais tem influência direta na estabilidade global da estrutura. Vigas, pilares e lajes são os principais elementos que irão garantir sua estabilidade.

O módulo de elasticidade (E_c) é responsável por apresentar o parâmetro numérico de deformação que o concreto sofre quando este está sob ações de tensões (Bastos, 2019).

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, quando não forem realizados os ensaios a fim de obter o módulo de elasticidade inicial conforme a NBR 8522:2017 (Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão), este pode ser obtido conforme a equação 2.1, para concretos de classe até C50.

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

Onde, E_{ci} e f_{ck} são dados em MPa, e α_E varia de acordo com o agregado sendo este admitido com valores de 1,2 para basalto e diabásio, 1 para granito e gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

O módulo de elasticidade secante (E_{cs}) pode ser obtido através da equação 2.2.

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (2.2)$$

Onde,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \quad (2.3)$$

De acordo com a ABNT NBR 8681:2004 (Ação e segurança nas estruturas – Procedimento), é definido como cargas permanentes as ações submetidas à edificação durante toda a sua vida útil, e cargas variáveis as ações esporádicas na estrutura, podendo ser ocasionadas em função de seu uso.

Ainda conforme esta norma, as ações variáveis podem ser divididas em variáveis diretas e indiretas, sendo a primeira constituída por carga acidental prevista para o uso da estrutura, como vento, água e de construção; e a segunda sendo causadas por variações de temperatura uniforme e não uniforme, ações dinâmicas e excepcionais.

Na norma ABNT NBR 6120:2019 (Ações para o cálculo de estruturas de edificações) é possível encontrar os valores mínimos para as ações acidentais a serem consideradas no projeto estrutural, qualquer que seja sua classe e destino. Na tabela 2.2 é possível observar alguns valores de cargas variáveis para edifícios residenciais, conforme a tabela 10 encontrada nesta norma.

Tabela 2.2 – Valores característicos nominais das cargas variáveis (conforme tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019)

	Locais	Carga uniformemente distribuída (kgf/m ²)
Edifícios residenciais	Dormitórios	150
	Sala, copa, cozinha	150
	Sanitários	150
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	200
	Áreas de uso comum	300
	Depósitos	300

Fonte: Dos autores

3 METODOLOGIA

Inicialmente foi modelado no software Eberick@2021, o projeto original de uma estrutura residencial. Ao segundo passo, o trabalho foi dividido em dois modelos: o primeiro modelo analisou a estrutura original sujeita a uma resistência à compressão abaixo da especificada em projeto, ocasionada por falhas no controle tecnológico do concreto em todos os elementos do edifício, durante a execução da obra. Posteriormente, o segundo modelo estudou a estrutura original submetida a uma carga acidental maior do que a prevista em projeto, causada pela aplicação de uma carga acidental excessiva.

A análise da fundação não entrou no escopo do trabalho, visto que este tem por objetivo determinar as consequências na superestrutura com as falhas de resistência do concreto e sobrecarga, além de que o estudo da fundação se trata de um tema mais amplo, específico e voltado à área, fica aqui desde já uma sugestão para trabalhos futuros.

3.1 Características da Estrutura

A estrutura analisada foi de uma edificação residencial de 4 pavimentos tipo, com área de 153,32 m² por pavimento, contando com 4 apartamentos por andar e pé-direito de 2,50 m. A edificação não possui caixa d'água sendo ela abastecida por um castelo d'água; conforme mostram as figuras 3.1 e 3.2, que estão apresentadas nos apêndices 7.1 e 7.2.

É composta por uma classe de agressividade ambiental II (moderada), concreto com resistência a compressão de 35 MPa, e armaduras de aço CA-50. A modelagem estrutural da escada não entrou no escopo no trabalho.

Para os carregamentos, na estrutura original foi considerada em seus pavimentos tipo uma carga acidental de 150 kgf/m² nos ambientes de quartos, salas, corredores e hall social; e uma carga de 200 kgf/m² para as áreas de cozinha com área de serviço, na cobertura foi considerado uma carga acidental mínima de 50 kgf/m². Quanto as cargas permanentes, foram considerados nos ambientes de sala, dormitório, cozinha com área de serviço, corredores e hall os valores dos materiais conforme a tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Materiais e cargas permanentes adotados para os ambientes citados, conforme a ABNT NBR 6120:2019

Material	Espessura (cm)	Peso específico aparente (kgf/m ³)
Argamassa de cimento e areia	3	2100
revestimento cerâmico	1,5	1800
forro de gesso	1,5	1200

Fonte: Dos autores

Também foram consideradas as cargas permanentes para as paredes, de 399,75 kgf/m² para as paredes abaixo de vigas e 487,50 kgf/m² para paredes internas nas lajes.

Para a consideração do efeito de vento foi adotado uma máxima velocidade média do vento de 35 m/s, com o fator S1 = 1,00 equivalente para terreno plano ou fracamente acidentado; para a rugosidade do terreno foi adotada a categoria IV devido a estrutura estar inserida em terreno coberto por obstáculos e poucos espaçados na cidade de Goiânia, ou seja, em área urbanizada, por

fim o fator estatístico $S3 = 1,00$, adotado para edificações residenciais.

3.2 Características do Modelo 1

Nesta primeira simulação, ocasionado por falhas no controle tecnológico durante e execução da obra, a edificação foi sujeita a um f_{ck} de 20 MPa (abaixo do projeto original). Com o uso do software, foi possível alterar o valor desta resistência à compressão do concreto e verificar quais as consequências desta falha na estrutura.

3.3 Características do Modelo 2

Para o segundo modelo de estudo, a edificação que originalmente foi projetada para fins residenciais, foi utilizada como uma biblioteca escolar. Sendo assim imposta à uma carga accidental de 500 kgf/m², conforme sugere a norma ABNT NBR 6120:2019, ou seja, maior que a de projeto em todas as suas lajes nos pavimentos tipo. Ao lançar esse aumento de carga na estrutura pelo Eberick@2021, foi possível também analisar os impactos dessas cargas devido ao mal uso da estrutura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este tópico do trabalho busca apresentar os resultados obtidos nas simulações realizadas com a falha do f_{ck} de concreto e com o aumento da carga accidental nos pavimentos, obtidos com o auxílio do software Eberick@2021 no modelo um e modelo dois.

4.1 Coeficiente de Estabilidade Global

Ao alterar o f_{ck} para 20 MPa, o coeficiente de estabilidade global (γ_z) apresentou diferenças em seus valores para os eixos X e Y, o mesmo ocorreu ao se aumentar a carga accidental nos pavimentos tipo. A tabela 4.1 compara os valores de γ_z da estrutura original, da estrutura com falha na resistência à compressão do concreto e da estrutura com aumento de carga accidental.

Tabela 4.1 – Valores de γ_z para a estrutura original, para o modelo 1 e para modelo 2

γ_z	Estrutura Original	Estrutura com falha de f_{ck}	Estrutura com aumento da carga accidental
X	1,09	1,13	1,12
Y	1,04	1,05	1,05

Fonte: Dos autores

Notou-se que os valores aumentaram para os modelos 1 e 2 em relação ao modelo original, porém como a edificação era de nós fixos e posteriormente se tornou

de nós móveis não houve grandes problemas quanto a esses valores, já que o coeficiente de estabilidade global se manteve menor que 1,30, assim, a edificação continuou com estabilidade aceitável conforme a ABNT NBR 6118:2014, tanto para modelo 1 quanto para o modelo 2.

4.2 Estudo Comparativo dos Pilares

No estudo dos elementos estruturais, alguns pilares apresentaram erros tanto no modelo 1 quanto no modelo 2. Estes estão identificados na tabela 4.2 e podem ser observados no anexo 7.3.

Tabela 4.2 – Pilares que apresentaram erros com a alteração do f_{ck} e aumento da carga accidental

Pavimento	Pilares com erros no modelo 1	Pilares com erros no modelo 2
Tipo 1	P9, P14, P17 e P23	P9, P14, P17 e P23
Tipo 2	P19 e P20	P7, P10, P19, P20, P21 e P24
Tipo 3	-	-
Cobertura	P19 e P20	-

Fonte: Dos autores

Na análise comparativa das cargas aplicadas nesses pilares, foi possível observar que a carga máxima ($N_{d\ máx}$) no modelo 1 não foi alterada em relação ao modelo original, isso porque o f_{ck} foi afetado, não alterando a carga aplicada no elemento estrutural. Contudo, já para o modelo 2 é possível constatar que houve um aumento na carga máxima aplicada nestes pilares, como mostra a tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Carga máxima (em kgf) apresentada aos pilares nos diferentes modelos de estudo

Pavimento	Pilar	$N_{d\ máx}$ (kgf) no modelo original	$N_{d\ máx}$ (kgf) no modelo 1	$N_{d\ máx}$ (kgf) no modelo 2
Tipo 1	P9	95890	95900	135100
Tipo 1	P14	96340	96350	136290
Tipo 1	P17	96310	96320	136260
Tipo 1	P23	96940	96960	134540
Tipo 2	P7	34810	34810	44930
Tipo 2	P10	34820	34820	44950
Tipo 2	P19	33780	33780	43770
Tipo 2	P20	33810	33820	43820
Tipo 2	P21	34840	34840	45050
Tipo 2	P24	34720	34720	44940
Cobertura	P19	7350	7350	7350
Cobertura	P20	7350	7350	7350

Fonte: Dos autores

Com os dados apresentados, foi possível concluir que, ao aumentar a carga accidental na estrutura, há um aumento de carga aplicada nos pilares, e a maioria

desses pilares que sofreram com esse aumento foram os pilares centrais da estrutura, que estão expostos à mais carregamentos. Já ao diminuir a resistência à compressão do concreto, não houve aumento de carga nos pilares, porém esses já não resistem ao carregamento original previsto em projeto.

Além disso, houve também um aumento nos momentos fletores desses pilares em seus eixos de menor e de maior inércia. A tabela 4.4 apresenta o comparativo do momento no eixo de menor inércia (Mbd), e o momento no eixo de maior inércia (Mhd) para o topo e base do pilar P9 do pavimento tipo 1 nos três modelos.

Tabela 4.4 – Momento fletor (kgf.m) nos eixos de maior e menor inercia apresentado ao pilar P9 nos diferentes modelos de estudo

Momento Fletor (kgf.m)	Estrutura Original	Estrutura com falha de f_{ck}	Estrutura com aumento da carga accidental
Mbd topo	868	889	1156
Mbd base	758	778	787
Mhd topo	3124	3157	3828
Mhd base	4058	4129	4346

Fonte: Dos autores

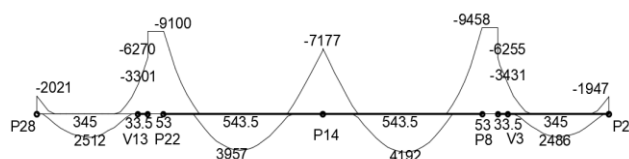
Com isso, esses elementos estruturais identificados acima não seriam adequados ao modelo 1 e a estrutura apresentaria deformações significativas levando a edificação a um status de perigo.

4.3 Estudo Comparativo das Vigas

Ao analisar as vigas nos três modelos estudados, as vigas V18 e V23 apresentaram falhas nos três pavimentos tipo, tanto para modelo 1 quanto para o modelo 2. Na cobertura não foram apresentadas falhas nas vigas em nenhum dos modelos.

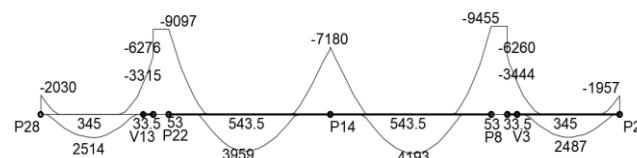
Ao se alterar o valor do f_{ck} do concreto, não houve alterações significativas nos valores de momento fletor nessas vigas. Todavia, os momentos fletores nestas vigas sofreram um aumento considerável em seus valores ao ser aplicado uma carga accidental maior que a especificada em projeto nos três pavimentos, como pode ser observado nas figuras 4.1, 4.2 e 4.3

Figura 4.1 – Momento fletor – Mdx (Kgf.m) da viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo original



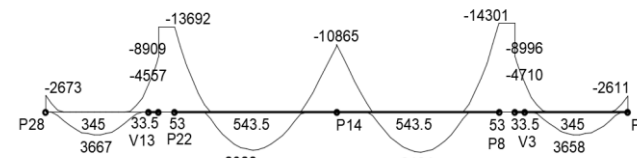
Fonte: Dos autores

Figura 4.2 – Momento fletor – Mdx (kgf.m) da viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo 1



Fonte: Dos autores

Figura 4.3 – Momento fletor – Mdx (kgf.m) da viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo 2



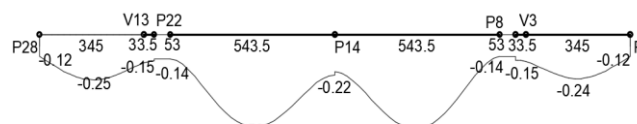
Fonte: Dos autores

Constatou-se que, ao aumentar a carga aplicada na viga, os momentos fletores nesta também sofrem aumento, ocasionando nesse elemento um maior deslocamento do que o previsto em projeto. Já quando se altera a resistência à compressão do concreto, o elemento afetado não suporta mais a carga adicional, e conseqüentemente, não suporta o momento fletor originalmente calculado em projeto.

Foi possível observar também que os valores das flechas totais (recalculada + diferida), ou seja, os deslocamentos verticais, aumentaram tanto para a estrutura com a falha de f_{ck} quanto para edificação com sobrecarga, comprovando o que foi mencionado no parágrafo acima.

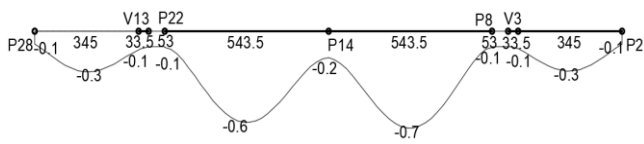
As figuras 4.4, 4.5 e 4.6 mostram a comparação dos deslocamentos nos três modelos do trabalho.

Figura 4.4 – Flecha total (cm) para a viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo original



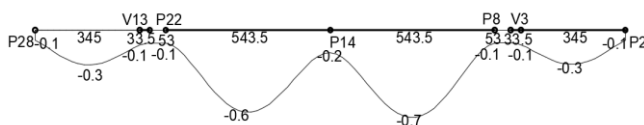
Fonte: Dos autores

Figura 4.5 – Flecha total (cm) para a viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo 1



Fonte: Dos autores

Figura 4.6 – Flecha total (cm) para a viga V18, no pavimento tipo 1, para o modelo 2



Fonte: Dos autores

4.4 Estudo Comparativo das Lajes

No estudo comparativo das lajes, não ocorreram erros em seus cálculos para o modelo 1. Já para o modelo 2, ao serem submetidas a uma carga acidental de 500 kgf/m² ao invés da carga variável prevista em projeto, as lajes L10 e L12 apresentaram falhas em seus cálculos de armadura.

Observou-se que houve um aumento considerável no momento fletor (M_d) para os eixos X e Y destas vigas quando comparado a estrutura original. Estes estão identificados na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Valores de M_d para a estrutura original, para o modelo 1 e para modelo 2

M_d	Estrutura Original	Estrutura com Sobrecarga
X	452,41	799,25
Y	534,76	785,70

Fonte: Dos autores

Originalmente, para a laje L10 foi calculado o valor de $M_{dx} = 452,41$ kgf.m e $M_{dy} = 534,76$ kgf.m. Para o modelo 2 esses resultados aumentaram para $M_{dx} = 799,25$ kgf.m e $M_{dy} = 785,70$ kgf.m. Esse aumento nos momentos fletores ocasionou uma falha nos cálculos de suas armaduras, onde o programa computacional não pôde gerar valores para uma armadura considerável a fim de combater esses esforços gerados.

Com o aumento considerável desses valores de momentos mencionados acima, essas lajes também sofreram um aumento em suas flechas, da mesma forma que ocorreu com as vigas falhadas no modelo 2. Assim, houve um aumento em seus deslocamentos verticais,

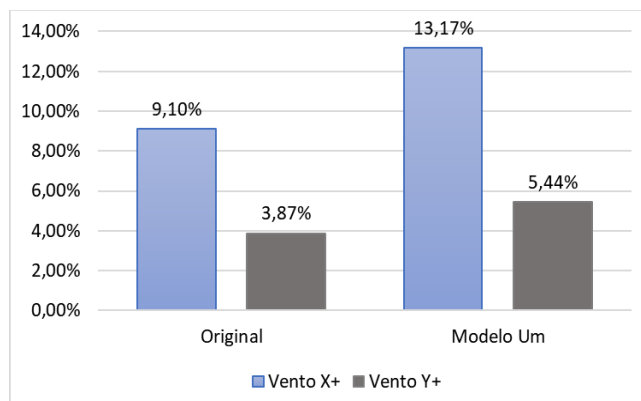
podendo causar nesses elementos desde fissuras até a ruptura.

4.5 Análise do Efeito dos Ventos

Embora a ação dos ventos na estrutura não seja foco do trabalho, foi possível verificar algumas consequências das ações dos ventos no modelo 1 e 2, complementando o estudo. Uma delas foi o aumento na variação dos deslocamentos no topo da edificação para os eixos X e Y.

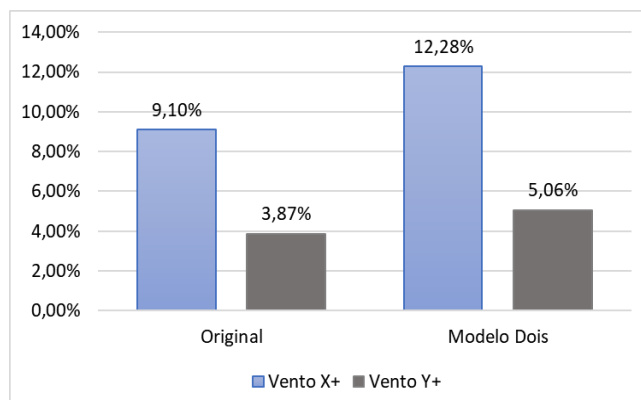
Na figura 4.7, observa-se o aumento na porcentagem desses deslocamentos para o topo da estrutura para o modelo com baixa resistência à compressão do concreto, já a figura 4.8 apresenta a porcentagem da estrutura com aumento da carga acidental, ambas em relação ao modelo original.

Figura 4.7 –Variação dos deslocamentos para X e Y no topo da edificação para o modelo 1



Fonte: Dos autores

Figura 4.8 –Variação dos deslocamentos para X e Y no topo da edificação para o modelo 2



Fonte: Dos autores

Pôde-se concluir que, ao aplicar na estrutura uma resistência à compressão do concreto menor que a especificada em projeto, houve redução na rigidez em função do decréscimo do módulo e um aumento na porcentagem da variação de deslocamentos no topo da estrutura ocasionados pelos ventos, assim como, o

mesmo acontece quando a estrutura está submetida à cargas acidentais maiores que as projetadas, deixando portanto a estrutura mais vulnerável aos efeitos dos ventos.

5 CONCLUSÕES

Partindo-se do fato de que no cenário da engenharia ocorrem problemas de concretos não conformes e estruturas que diversas vezes são submetidas à cargas excessivas, este trabalho buscou apresentar os possíveis impactos em que uma estrutura de concreto armado é submetida quando está sujeita à falhas na resistência do concreto à compressão e quando está sujeita à cargas maiores que a prevista em projeto.

Entre os diversos fatores que podem interferir de maneira significativa na segurança de uma estrutura de concreto armado, alguns deles se destacam: o momento fletor em seus elementos estruturais, a resistência à compressão do concreto, e as dimensões de suas vigas, pilares e lajes.

Com os dados obtidos pelas simulações geradas, pôde-se observar que para o modelo 1, ao se aplicar no edifício um f_{ck} menor ao de projeto, a estrutura se tornou menos resistente aos esforços que originalmente eram suportados. Ou seja, não houve alteração nas dimensões dos elementos estruturais, e nem aumento significativo dos momentos fletores nos mesmos, contudo a estrutura já não resistia mais aos carregamentos, tornando-a mais suscetível à simples esforços já previstos à estrutura, podendo ocasionar maiores perturbações, podendo-a levar à ruína.

É fundamental que os deslocamentos que ocorrem em uma estrutura sejam limitados de forma a garantir a qualidade da obra, respeitando os valores máximos permitidos conforme o item 13 da ABNT NBR 6118:2014. No modelo 2, o f_{ck} e as dimensões dos elementos estruturais se mantiveram conforme a edificação original, contudo, ao aumentar o carregamento variável em seus pavimentos tipo, a estrutura sofreu com o aumento dos momentos fletores em suas vigas, pilares e lajes, resultando também em um aumento de seus deslocamentos verticais e horizontais. Toda essa situação pode ocasionar a esta estrutura problemas mais simples como fissuras até a ruptura total do elemento estrutural.

Todos esses resultados levam a concluir sobre a importância de que as etapas construtivas de uma obra devem ser realizadas conforme as normas brasileiras vigentes, desde o correto recebimento do concreto nas etapas iniciais de concretagem até a entrega da edificação ao cliente. Somado à isso, é importante que não seja tolerado falhas quanto ao uso da estrutura, ressaltando a importância de vistorias à edificações já

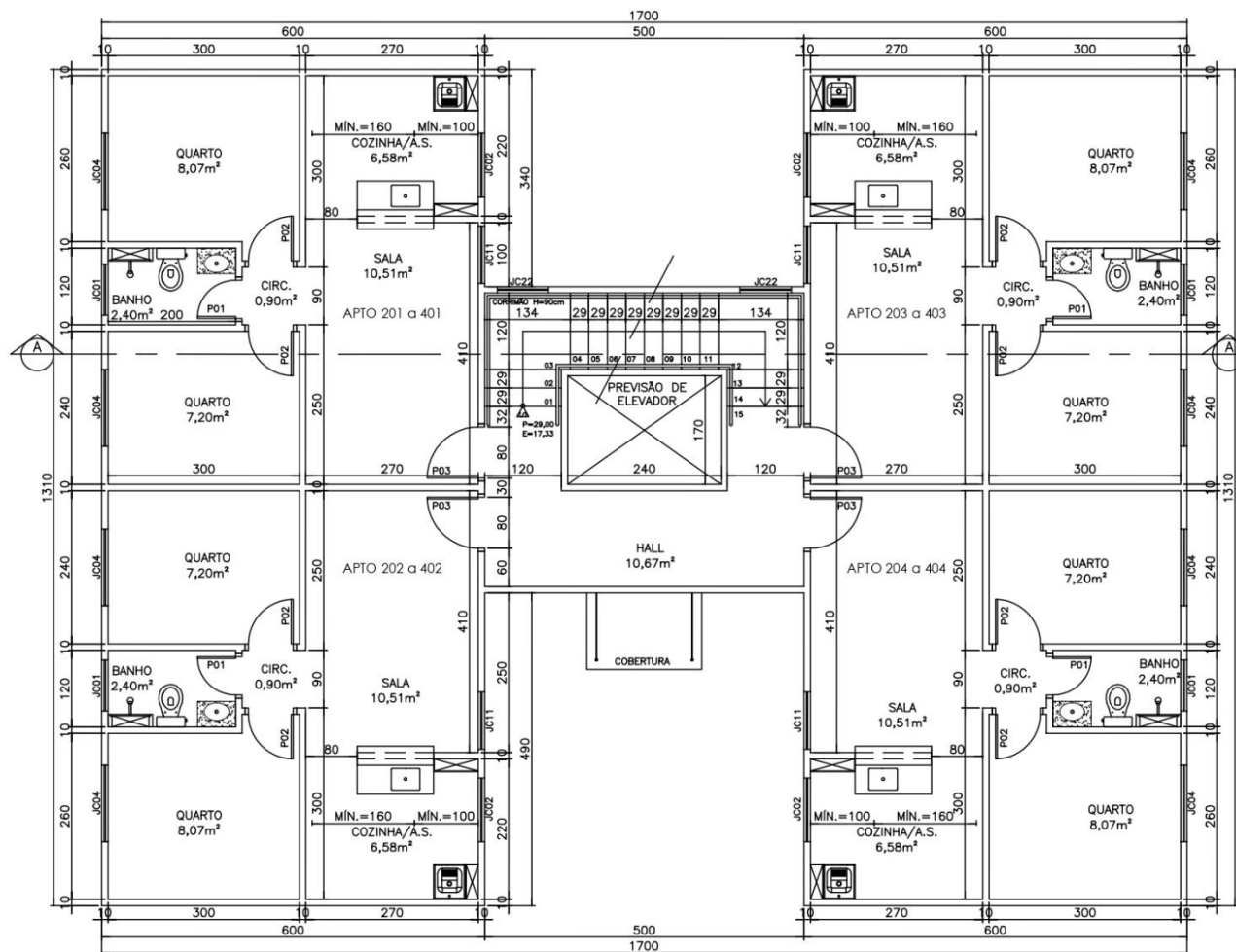
prontas a fim de se evitar o mal uso das mesmas. Todos esses esforços evitariam gastos excessivos com reforços necessários à estrutura, além de impossibilitar situações mais sérias como o colapso da edificação.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. 2019. 86f. Apostila para Notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto I – Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru, 2019.
- FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. ; **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Revista IBRACOM Estruturas e Materiais. Vol.9, n.2, pp.192-213, 2016.
- MAGALHÃES, F. C. **A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado**. 2014. 292f. Tese para Pós-Graduação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- SANTIAGO, W. C. **Estudo da (Não-) Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade Estrutural**. 2011. 107f. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 221 p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8522**: concreto: determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 20 p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8681**: ação e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 18 p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6120**: ações para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 60 p.

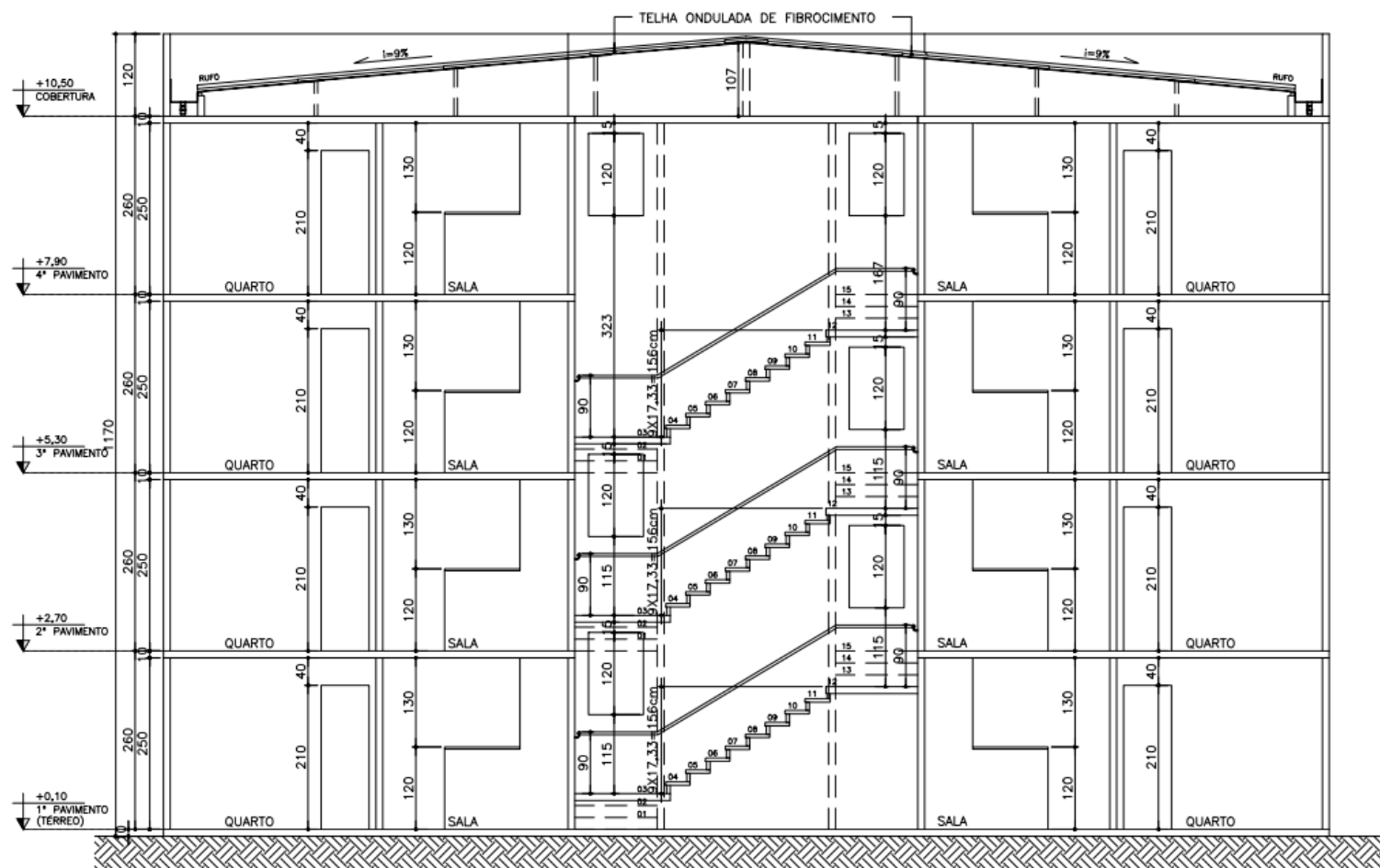
7 ANEXOS E APÊNDICES

7.1 Planta baixa utilizada para o estudo



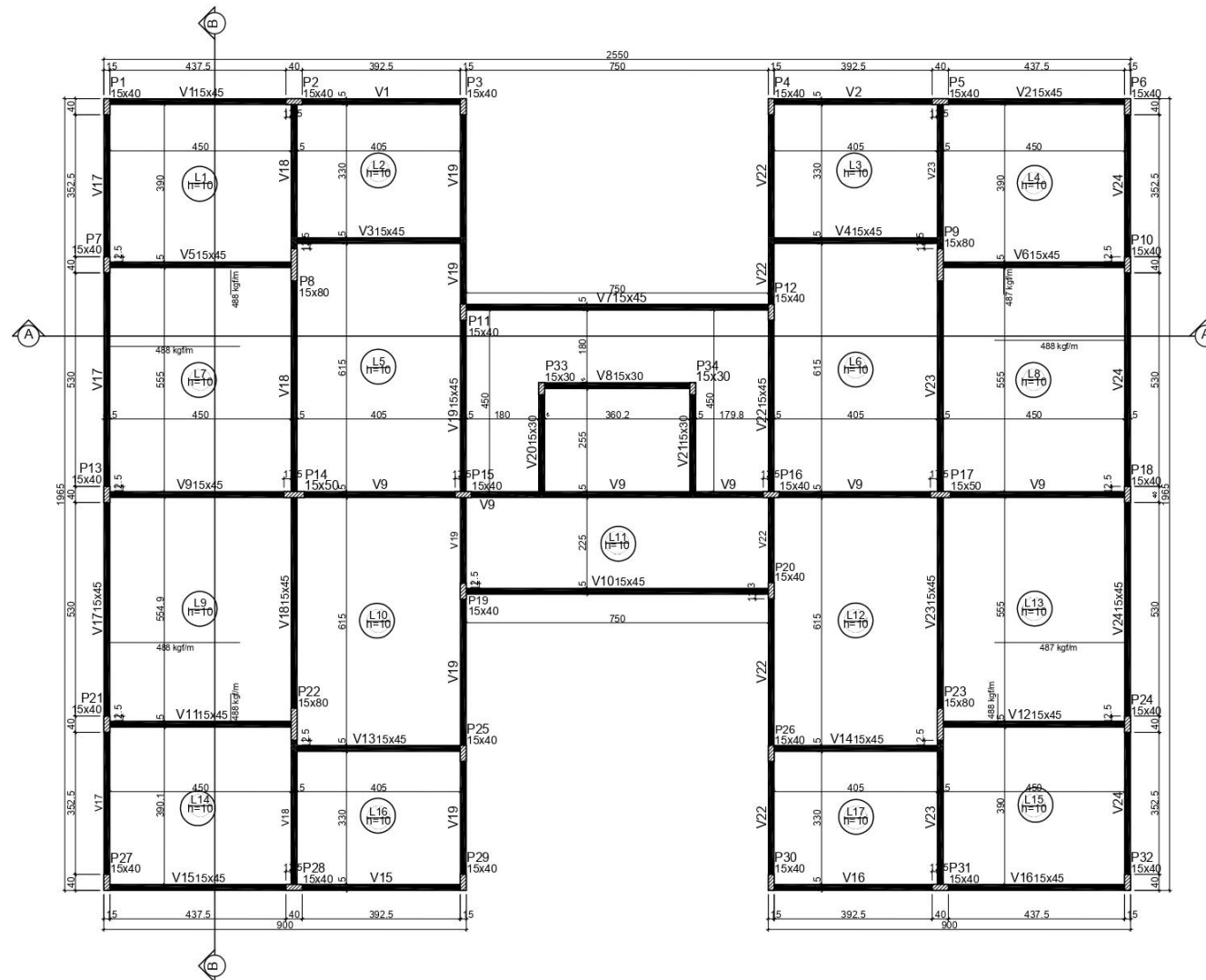
Fonte: Dos autores

7.2 Planta com corte AA utilizada para o estudo



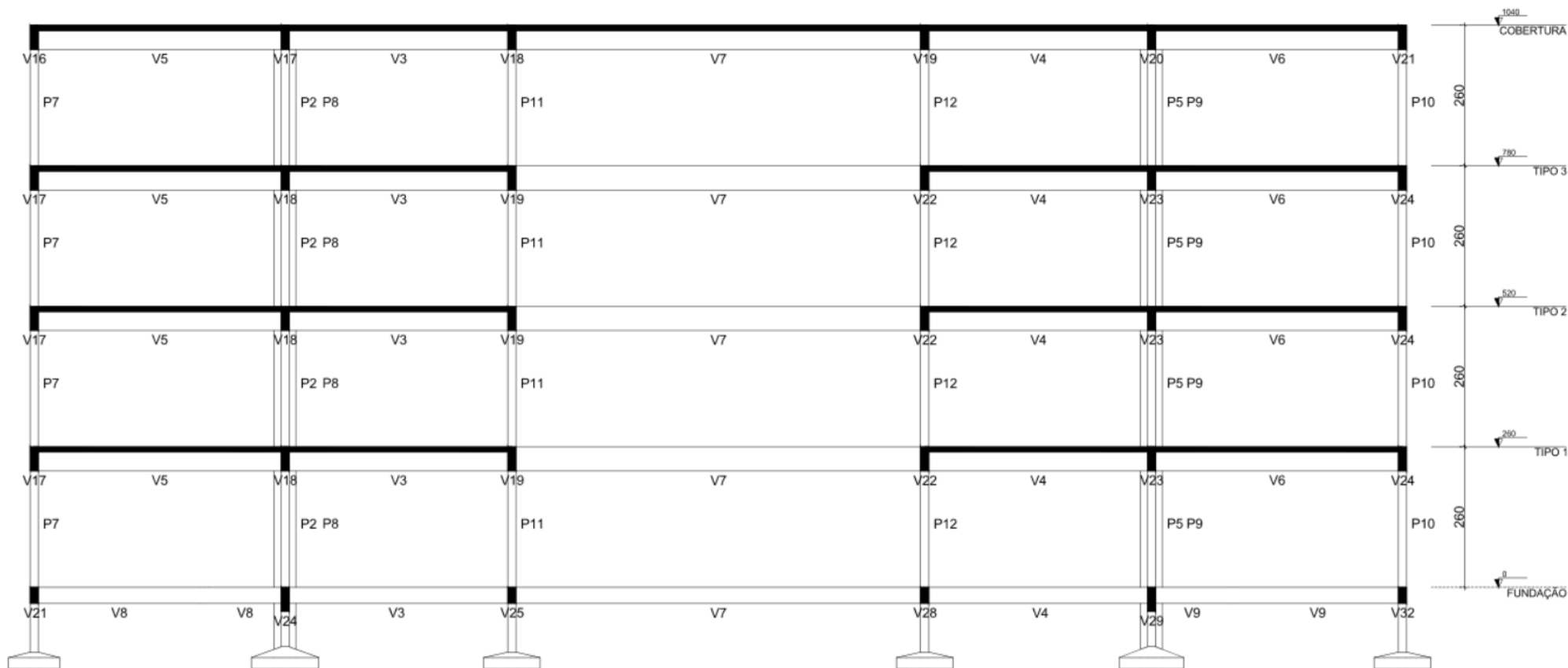
Fonte: Dos autores

7.3 Planta de forma do pavimento tipo



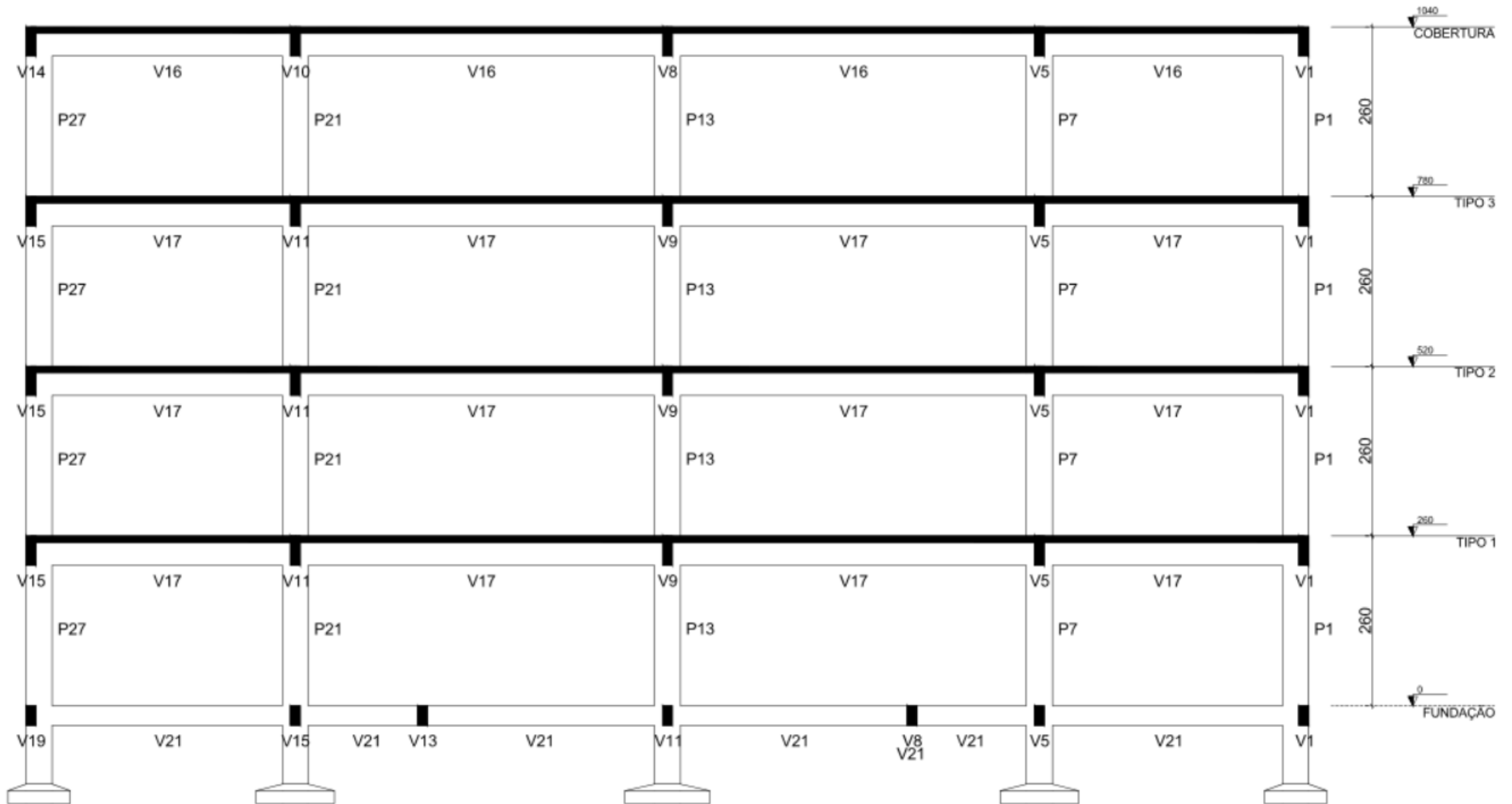
Fonte: Dos autores

7.4 Planta de forma corte AA.



Fonte: Dos autores

7.5 Planta de forma corte BB.



Fonte: Dos autores

RESOLUÇÃO n° 038/2020 – CEPE

ANEXO I

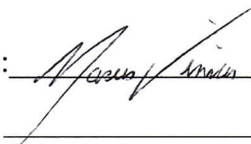
APÊNDICE ao TCC

Termo de autorização de publicação de produção acadêmica

O(A) estudante Marcus Venício Mendes Silva Elias
do Curso de Engenharia Civil, matrícula 20161002500741,
telefone: (62) 9 9812-6995 e-mail MARCUS.VM52@GMAIL.COM, na
qualidade de titular dos direitos autorais, em consonância com a Lei n° 9.610/98 (Lei dos Direitos
do autor), autoriza a Pontifícia Universidade Católica de Goiás (PUC Goiás) a disponibilizar o
Trabalho de Conclusão de Curso intitulado
Análise de impacto de falha de controlador lógico e supervisão
em estruturas de concreto armado,
gratuitamente, sem ressarcimento dos direitos autorais, por 5 (cinco) anos, conforme permissões
do documento, em meio eletrônico, na rede mundial de computadores, no formato especificado
(Texto (PDF); Imagem (GIF ou JPEG); Som (WAVE, MPEG, AIFF, SND); Vídeo (MPEG,
MWV, AVI, QT); outros, específicos da área; para fins de leitura e/ou impressão pela internet, a
título de divulgação da produção científica gerada nos cursos de graduação da PUC Goiás.

Goiânia, 18 de junho de 2021.

Assinatura do(s) autor(es):



Nome completo do autor:

Marcus Venício Mendes Silva Elias

Assinatura do professor-orientador:



Nome completo do professor-orientador:

BYRON FARNEY R. de CEZIKA JUNIOR



**PUC
GOIÁS**

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE GOIÁS
PRÓ-REITORIA DE DESENVOLVIMENTO
INSTITUCIONAL
Av. Universitária, 1069 | Setor Universitário
Caixa Postal 86 | CEP 74605-010
Goiânia | Goiás | Brasil
Fone: (62) 3946.3081 ou 3089 | Fax: (62) 3946.3080
www.pucgoias.edu.br | prodin@pucgoias.edu.br

RESOLUÇÃO n°038/2020 – CEPE

ANEXO I

APÊNDICE ao TCC

Termo de autorização de publicação de produção acadêmica

O(A) estudante Maria Ríuiza Santana Gomes Calzoda
do Curso de Engenharia Civil, matrícula 2016.1.0025.0078-4,
telefone: (62) 9 8269-9035 e-mail mlusanta-na@outlook.com, na
qualidade de titular dos direitos autorais, em consonância com a Lei n° 9.610/98 (Lei dos Direitos
do autor), autoriza a Pontifícia Universidade Católica de Goiás (PUC Goiás) a disponibilizar o
Trabalho de Conclusão de Curso intitulado
Análise da impacto da falha da venturale tecnológica e sobrecarga
em estruturas de concreto armado,
gratuitamente, sem ressarcimento dos direitos autorais, por 5 (cinco) anos, conforme permissões
do documento, em meio eletrônico, na rede mundial de computadores, no formato especificado
(Texto (PDF); Imagem (GIF ou JPEG); Som (WAVE, MPEG, AIFF, SND); Vídeo (MPEG,
MWV, AVI, QT); outros, específicos da área; para fins de leitura e/ou impressão pela internet, a
título de divulgação da produção científica gerada nos cursos de graduação da PUC Goiás.

Goiânia, 21 de junho de 2021.

Assinatura do(s) autor(es): Maria Ríuiza

Nome completo do autor: Maria Ríuiza Santana Gomes Calzoda

Assinatura do professor-orientador: [Assinatura]

Nome completo do professor-orientador: BYL FARELY R. de CUNHA JUNIOR