

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA
SETOR DE ENGENHARIAS, CIÊNCIAS AGRÁRIAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIS GUSTAVO STOCKLY SOKOLOWSKI

PROJETO ESTRUTURAL DOS SETORES 2 E 3 DO NOVO BLOCO E
DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA – CAMPUS
UVARANAS

PONTA GROSSA

2023

LUIS GUSTAVO STOCKLY SOKOLOWSKI

**PROJETO ESTRUTURAL DOS SETORES 2 E 3 DO NOVO BLOCO E
DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA – CAMPUS
UVARANAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil pela Universidade Estadual de
Ponta Grossa.

Orientadora: Prof.^a Me. Fernanda Brekailo

PONTA GROSSA

2023

LUIS GUSTAVO STOCKLY SOKOLOWSKI

**PROJETO ESTRUTURAL DOS SETORES 2 E 3 DO NOVO BLOCO E
DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA – CAMPUS
UVARANAS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa.

BANCA EXAMINADORA:

Prof.^a Me. Fernanda Brekailo

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof. Dr. Sérgio Luiz Schulz

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof.^a Dr.^a Leticia Col Debella Santos

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Ponta Grossa, 20 de novembro de 2023

AGRADECIMENTOS

À Professora Me. Fernanda Brekailo, que, como orientadora, mostrou-se disponível para instruir e direcionar os estudos necessários para o desenvolvimento deste trabalho de forma constante, com extremo profissionalismo e dedicação.

À Professora Dr.^a Nisiane Madalozzo Wambier, pelo tempo cedido nas reuniões em que foram discutidos aspectos relacionados à arquitetura do Novo Bloco E. Ao Engenheiro Civil Diego Varussa Oliveira, pela disponibilização do Projeto Arquitetônico da edificação.

Ao Engenheiro Civil Evandro Coppeti Del Savio, pelas experiências compartilhadas e conhecimentos transmitidos referentes a projetos de estruturas de concreto armado, estando sempre à disposição para sanar dúvidas e colaborar com o desenvolvimento do projeto.

À Universidade Estadual de Ponta Grossa, por ceder a licença do *software* CAD/TQS e por toda a estrutura disponibilizada durante os anos de graduação para garantir um ambiente de estudo adequado para absorção de conhecimentos.

À minha família, pelo incentivo, paciência e compreensão durante o período de desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

O Bloco E da Universidade Estadual de Ponta Grossa concentra as salas e laboratórios destinados às atividades Administrativas, de Ensino, de Pesquisa e de Extensão do Departamento de Engenharia Civil desta Universidade. Vide a inconformidade da edificação existente do Bloco E com as normativas vigentes relacionadas à acessibilidade, vigilância sanitária e prevenção a incêndio e pânico, e a possibilidade de criação do curso de Arquitetura e Urbanismo, foi desenvolvido, em 2021, pelo Engenheiro Civil Diego Oliveira, como seu Trabalho de Conclusão de Curso, um Projeto Arquitetônico referente a um novo Bloco E. Este projeto apresenta uma edificação composta por três andares que ocupará a mesma localização do Bloco E atual. Por meio de uma setorização, o projeto busca viabilizar a execução de modo que não haja necessidade da paralisação total das atividades exercidas neste local no período em que uma parte da edificação estiver sendo executada. Os setores existentes são numerados de 1 a 4 e possuem escadas e elevadores nos setores 1 e 3. Este trabalho tem como objetivo geral o desenvolvimento do Projeto Estrutural dos setores 2 e 3 do novo Bloco E da Universidade Estadual de Ponta Grossa. Foi necessário propor algumas alterações arquitetônicas para manter o custo da estrutura em limites aceitáveis. O sistema estrutural em questão foi o concreto armado, sendo pilares, vigas e lajes nervuradas bidirecionais os elementos estruturais que constituiriam a estrutura, porém, devido à necessidade de espessuras superiores a 45 centímetros para as lajes, foi optado pela mudança para lajes maciças com espessuras totais iguais e inferiores a 30 centímetros. O *software* CAD/TQS foi utilizado para o dimensionamento e extração do detalhamento base, que foi modificado e otimizado para facilitar a execução. Também foi realizado o quantitativo de concreto, aço e formas necessário para a execução dos setores escolhidos. O projeto elaborado será fornecido à UEPG por meio de doação.

Palavras-chave: Concreto armado. Projeto estrutural. CAD/TQS. UEPG.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Viga de concreto armado sem e com armadura	16
Figura 2 – Barras de aço CA-50	17
Figura 3 – Fios de aço CA-60.....	17
Figura 4 – Cobrimento.....	25
Figura 5 – Implantação do Novo Bloco E	32
Figura 6 – Vista isométrica do novo Bloco E.....	33
Figura 7 – Setores propostos pelo Projeto Arquitetônico.....	34
Figura 8 – Croqui do setor 2 – Pavimento térreo	35
Figura 9 – Croqui do setor 2 - Segundo pavimento.....	36
Figura 10 – Croqui do setor 3 – Pavimento térreo	37
Figura 11 – Croqui do setor 2 - Segundo pavimento.....	38
Figura 12 – Layout geral do setor 2 e 3 - Terceiro pavimento	39
Figura 13 – Gráfico das isopletas de velocidade básica do Brasil.....	43
Figura 14 – Níveis do Projeto Estrutural	49
Figura 15 – Juntas de dilatação para divisão dos setores do Novo Bloco E.....	50
Figura 16 – Vista isométrica da variação da junta de dilatação	51
Figura 17 – Viga invertida por questões arquitetônicas: (a) visão do segundo pavimento; (b) visão do pavimento térreo.....	53
Figura 18 – Beiral engastado em viga na região da escada	54
Figura 19 – Viga para apoio das portas do elevador	55
Figura 20 – Isométrico A – Lançamento estrutural preliminar dos setores 2 e 3 do Novo Bloco E.....	56
Figura 21 – Isométrico B – Lançamento estrutural preliminar dos setores 2 e 3 do Novo Bloco E.....	56
Figura 22 – Alteração do nível do beiral do terceiro pavimento	57
Figura 23 – Alteração do nível do beiral do segundo pavimento.....	58
Figura 24 – Alteração da extensão do jardim norte.....	59
Figura 25 – Alteração de extensão do jardim sul	60
Figura 26 – Alteração da posição da parede de divisa do Laboratório de Mecânica dos Solos e do Laboratório de Conforto Ambiental – pavimento térreo	60
Figura 27 – Alteração da posição da parede de divisa do almoxarifado e sala do professor do Laboratório de Materiais de Construção Civil – pavimento térreo	61

Figura 28 – Alteração da posição da parede de divisa do almoxarifado e sala do professor do Laboratório de Mecânica dos Fluidos e do Laboratório de Materiais de Construção Civil – pavimento térreo	61
Figura 29 – Disposição dos elementos estruturais na região da escada (pavimento intermediário entre o térreo e o segundo pavimento)	63
Figura 30 – Pórtico com o maior deslocamento horizontal.....	64
Figura 31 – Laje nervurada com regiões maciças de concreto próximas aos apoios	65
Figura 32 – Redução na altura total da laje ao variar o tipo de laje utilizado	66
Figura 33 – Deformações do terceiro pavimento visualizadas pela grelha não-linear	67
Figura 34 – Alteração na concepção estrutural da região dos banheiros.....	68
Figura 35 – Tarja de pilar sem dimensionamento imposta pelo CAD/TQS.....	70
Figura 36 – Envoltórias de momentos mínimos e resistentes do P11	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de ações	20
Tabela 2 – Coeficientes de simultaneidade de ações.....	21
Tabela 3 – Coeficientes de minoração de resistência para estado-limite último.....	21
Tabela 4 – Classes de agressividade ambiental	23
Tabela 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto	24
Tabela 6 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental com cobrimento nominal	25
Tabela 7 – Resumo dos parâmetros preliminares para o projeto estrutural do novo Bloco E segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)	41
Tabela 8 – Cobrimentos mínimos em situação de incêndio	42
Tabela 9 – Cargas permanentes do Novo Bloco E	47
Tabela 10 – Cargas variáveis do Novo Bloco E.....	48
Tabela 11 – Resumo das seções escolhidas para os elementos estruturais	73
Tabela 12 – Distribuição de pranchas.....	74
Tabela 13 – Quantitativo de aço	75

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	OBJETIVOS.....	11
1.1.1	Objetivo Geral.....	11
1.1.2	Objetivos Específicos	12
1.2	JUSTIFICATIVA	12
1.3	METODOLOGIA.....	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	CONCEITOS FUNDAMENTAIS DO CONCRETO ARMADO	15
2.2	PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	18
2.2.1	Segurança do dimensionamento	18
2.2.2	Análise do desempenho em serviço.....	22
2.2.3	Durabilidade de estruturas de concreto armado.....	23
2.2.4	Elementos estruturais	26
2.2.5	Fases do projeto estrutural	28
3	PROJETO ARQUITETÔNICO	32
3.1	LOCALIZAÇÃO.....	32
3.2	SETORIZAÇÃO	33
3.2.1	Setor 2.....	35
3.2.2	Setor 3.....	36
4	PROJETO ESTRUTURAL.....	40
4.1	PARÂMETROS PRELIMINARES	40
4.2	MODELO ESTRUTURAL	42
4.3	AÇÃO DO VENTO	43
4.4	CARGAS ATUANTES.....	44
4.4.1	Cargas permanentes	45
4.4.2	Cargas variáveis.....	48

4.5	NÍVEIS DO PROJETO ESTRUTURAL	48
4.6	JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	49
4.7	LANÇAMENTO ESTRUTURAL	51
4.8	ALTERAÇÕES ARQUITETÔNICAS	56
4.9	PROCESSAMENTO NO CAD/TQS E ALTERAÇÕES	62
4.9.1	Primeiro processamento.....	62
4.9.2	Alterações posteriores relacionadas ao estado-limite último.....	64
4.9.3	Alterações posteriores relacionadas ao estado-limite de serviço.....	66
4.9.4	Alterações nos pilares	69
4.10	DETALHAMENTO FINAL	72
4.11	PRANCHAS GERADAS E QUANTITATIVO DE AÇO.....	74
5	CONCLUSÃO.....	76
	REFERÊNCIAS	78
	APÊNDICE A – PROJETO ESTRUTURAL DO NOVO BLOCO E DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA.....	80
	ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO DO NOVO BLOCO E DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA.....	81

1 INTRODUÇÃO

A Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG) atualmente está presente em dois municípios: Ponta Grossa, onde possui o Campus Central e o Campus de Uvaranas, e Telêmaco Borba. Nestes espaços, são ofertados um total de 40 cursos de graduação presenciais, e são realizadas pesquisas buscando a prática e desenvolvimento da ciência (UEPG, 2023).

Dentre os cursos de graduação presenciais ofertados pela UEPG, há o curso de Engenharia Civil, que é ministrado em Ponta Grossa, no campus Uvaranas. As aulas referentes a esta engenharia são dadas em sua maioria no Bloco E, edifício destinado ao uso quase exclusivo dos acadêmicos de engenharia civil. Neste bloco, existem laboratórios para diferentes áreas estudadas por esta engenharia. Os laboratórios de Pavimentação, Solos e Materiais de Construção são alguns exemplos.

Além das atividades relacionadas à graduação em Engenharia Civil, o Bloco E também é utilizado para o desenvolvimento de atividades de Extensão e Pesquisa, principalmente nos laboratórios, e também atividades Administrativas do Departamento de Engenharia Civil e do Colegiado de Engenharia Civil, que possuem ambientes destinados especificamente para isso. Cursos de pós-graduação *stricto sensu* como Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental e Mestrado e Doutorado em Engenharia de Materiais também têm suas atividades resididas neste bloco.

O curso de graduação de Arquitetura e Urbanismo possui uma íntima relação com o curso de Engenharia Civil proveniente de áreas de atuação e conceitos semelhantes, porém, esta é uma graduação ainda não ofertada pela UEPG, tanto presencialmente como à distância. Segundo Miguel Sanches Neto, atual reitor da universidade, em entrevista fornecida à aRede em 2019, o processo para a criação do curso de Arquitetura estaria na fase de estudos (AREDE, 2019).

Considerando a possibilidade da criação do curso de Arquitetura e Urbanismo na UEPG, o Engenheiro Civil Diego Oliveira, formado em 2021, desenvolveu como seu Trabalho de Conclusão de Curso (TCC), orientado pela Professora Dr.^a Nisiane Madalozzo Wambier, um projeto arquitetônico para um novo bloco, que substitui o atual Bloco E por um edifício voltado tanto para o curso de Engenharia Civil quanto para o curso de Arquitetura e Urbanismo.

Oliveira (2021) argumenta que, além da necessidade de um espaço para alocar os estudantes do curso de arquitetura e urbanismo, o atual Bloco E apresenta problemas como manifestações patológicas diversas e falta de conforto térmico e acústico, além de não estar em conformidade com normas vigentes de acessibilidade, normas referentes aos bombeiros e à

Secretaria do Estado da Saúde (SESA). Levando todos estes fatores em conta, o projeto arquitetônico concebido por este autor propõe a demolição total do Bloco E, exceto a área das salas de mestrado e Laboratório de Pavimentação, que são áreas inauguradas em 2018 (UEPG, 2018), diferentemente do restante do Bloco E que foi construído e inaugurado em meados da década de 1980 (Oliveira, 2021).

Com o Projeto Arquitetônico definido, os projetos complementares bem como a orçamentação demandam desenvolvimento. Neste contexto é que este Trabalho de Conclusão de Curso se insere, onde será desenvolvido o Projeto Estrutural de dois dos quatro setores apresentados pelo Projeto Arquitetônico proposto por Oliveira (2021) e todo o seu detalhamento para futura execução.

O sistema estrutural em concreto armado está culturalmente enraizado no Brasil, o que gera consequências como o fato de a grande maioria da mão de obra que está inserida no mercado de construção civil conhecer e ter as habilidades necessárias para a sua execução de forma adequada. Além disso, é possível destacar a facilidade da obtenção de insumos para sua execução, visto que há muita oferta dos materiais necessários para sua confecção. Kihara (1984) cita três fatores determinantes para o avanço do concreto no Brasil, o desenvolvimento da indústria cimenteira, a pesquisa e controle tecnológico do concreto, e a formação e aperfeiçoamento dos recursos humanos.

Levando em conta as consequências citadas no parágrafo anterior, fatores de teor mais técnico, como monolitismo estrutural, e um histórico de obras com esse sistema estrutural no Campus de Uvaranas da UEPG, como o Centro de Pesquisa de Tecnologia e Agronegócio (CT-Agro) que foi inaugurado em 04 de março de 2022 (UEPG, 2023), o sistema estrutural em concreto armado é adequado para ser executado na construção do novo Bloco E.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é o desenvolvimento do Projeto Estrutural em concreto armado dos setores 2 e 3 do novo Bloco E da Universidade Estadual de Ponta Grossa, tomando por base o Projeto Arquitetônico desenvolvido por Oliveira (2021).

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- a) propor uma solução estrutural que seja viável tecnicamente;
- b) estudar casos correlatos (projetos semelhantes executados na UEPG) para uma tomada de decisões eficiente;
- c) fornecer à UEPG, através de doação, o projeto desenvolvido para sua futura execução.

1.2 JUSTIFICATIVA

Uma grande maioria dos cursos ofertados pela Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG) são ministrados no campus Uvaranas, isso resulta do fato de o campus Centro possuir uma área efetivamente menor (UEPG, 2023). Esta diferença tende a crescer, concentrando ainda mais os cursos, implicando na necessidade de ampliar os espaços construídos, ou ainda na construção de novos espaços para abrigo dos docentes e discentes.

Com a eventual criação do curso de Arquitetura e Urbanismo na UEPG e consequente aumento na quantidade de estudantes e professores, uma nova edificação foi proposta por Oliveira (2021) para suprir esta demanda de espaço, além de substituir o atual bloco de engenharia civil, que apresenta diversos problemas.

Sabendo desta necessidade, este trabalho visa a elaboração do projeto estrutural do novo Bloco E, edificação cuja implantação localiza-se no campus Uvaranas. Assim, além de suprir a demanda da Instituição, possibilita ao Autor a aplicação prática de conhecimentos teóricos vistos durante a graduação, resultando em um aprendizado mais aprofundado de disciplinas como Estruturas de Concreto Armado, Mecânica Estrutural e Projeto de Edificação.

O desenvolvimento deste trabalho possibilita também ao Autor desenvolver habilidades práticas, tanto na identificação de particularidades que cada edificação possui, como na busca por soluções estruturais para estas particularidades; proporciona ainda um acréscimo significativo no quesito de portfólio, visto que experiência, no âmbito profissional, pode eventualmente traduzir-se em competência e confiança.

1.3 METODOLOGIA

Primeiramente, para o desenvolvimento da revisão bibliográfica, presente no item anterior, foi realizado um estudo da literatura referente ao cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado. Esse contato com o conhecimento de diferentes autores pôde complementar o desenvolvimento desta revisão.

As normas vigentes na data de realização deste estudo, relacionadas a estruturas de concreto armado e dimensionamento de estruturas, como a NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 6120 (ABNT, 2019) e NBR 6123 (ABNT, 1988), foram utilizadas como base para o desenvolvimento deste trabalho. Apesar da primeira normativa citada possuir uma versão mais recente à de 2014, em vigência desde 28 de agosto de 2023, esta não foi utilizada porque o *software* que foi utilizado para o desenvolvimento deste trabalho ainda não possui a nova versão implementada.

Através de curso *online*, foi revisado o funcionamento do *software* CAD/TQS, que foi utilizado para a modelagem dos elementos estruturais, lançamento de cargas, dimensionamento e fornecimento de um detalhamento-base da estrutura.

Após o *download* do Projeto Arquitetônico modelado no *software* Revit, foram exportados as plantas e os cortes, julgados pelo Autor como necessários para o desenvolvimento do Projeto Estrutural, para um formato executável pelo *software* AutoCAD, onde foi realizada a limpeza e a preparação dos arquivos para utilização como referência para modelagem estrutural.

Posteriormente, foi realizado o lançamento preliminar da estrutura no *software* CAD/TQS, locando os pilares e vigas, e inserindo as lajes. As dimensões escolhidas para o lançamento foram previstas em um pré-dimensionamento que respeitou todas as dimensões mínimas fornecidas pelas normativas.

Com a estrutura para o primeiro processamento definida, foi realizado o levantamento das cargas as quais os elementos estruturais devem suportar para a sua aplicação na estrutura. Tendo as cargas estabelecidas e devidamente lançadas na estrutura, foi realizado o processamento da estrutura para obtenção dos esforços presentes em cada elemento estrutural e possíveis inconsistências no modelo estrutural.

Partindo dos resultados obtidos com o primeiro processamento, foram corrigidas as inconsistências do modelo, ajustadas as seções dos elementos estruturais para maior harmonia com os esforços atuantes, e repetido o processamento até atingir uma modelagem adequada, com resultados satisfatórios para execução.

Ultimamente, foi extraído o detalhamento provido pelo CAD/TQS, que foi adaptado de acordo com as escolhas do Autor, levando em conta a complexidade do detalhamento, que pode gerar complicações na execução do projeto estrutural e impactar negativamente na economia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para elaboração do projeto estrutural foco deste trabalho, realizou-se uma revisão da literatura abordando os pontos necessários referentes ao cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento das estruturas de concreto armado.

2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS DO CONCRETO ARMADO

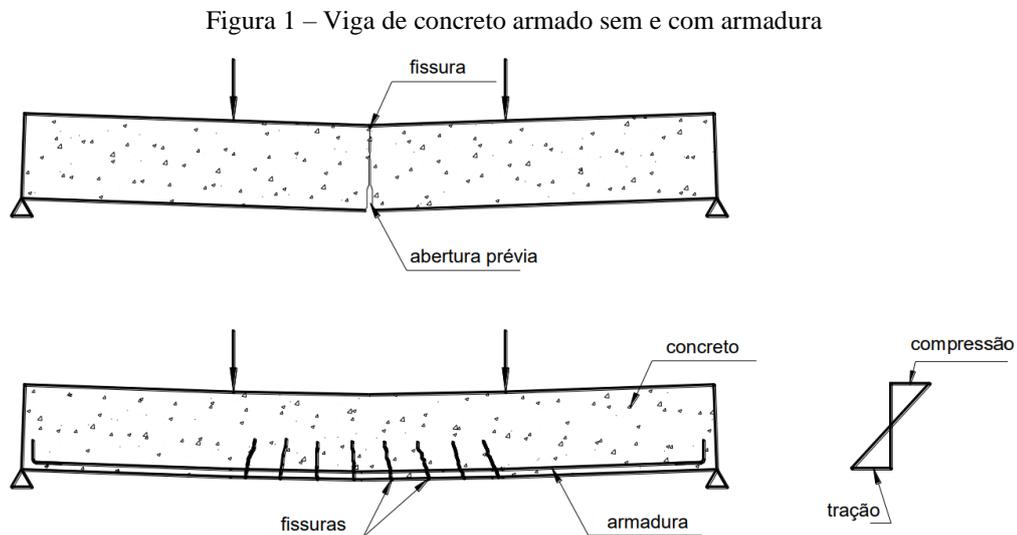
O concreto é produzido a partir da associação de cimento Portland, com função de aglutinante para agregados graúdos e miúdos, água e, caso necessário, aditivos e adições. A composição e dosagem da mistura é de suma importância para as propriedades no estado fresco, como a trabalhabilidade do concreto, além do desempenho durante sua vida útil, pois fatores como por exemplo, o teor de cimento, alteram a resistência do concreto endurecido, modificando suas propriedades mecânicas (Araújo, 2010).

Além da composição utilizada na produção do concreto, sua idade também influencia em suas propriedades. Segundo Leonhardt (1977), a consistência e a massa específica do concreto, em seu estado fresco, são as propriedades mais importantes por determinarem como será a trabalhabilidade do concreto, que possibilita a moldagem de elementos. Partindo ao concreto endurecido, as propriedades mais relevantes são a resistência à compressão, a qual aumenta gradualmente na cura do concreto, além do módulo de elasticidade, que Carvalho e Figueiredo Filho (2014) definiram como “uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um material sólido, e pode ser definido a partir das relações entre tensões e deformações”.

Apesar de uma resistência à compressão elevada do concreto quando endurecido, a resistência à tração apresenta valores em torno de 10% quando comparados, o que limitaria as tensões de compressão pela iminente falha por tração. Para suprir esta limitação, pode-se incorporar um material resistente à tração, como o aço, para possibilitar o aproveitamento do concreto em elementos que não fossem solicitados apenas por compressão (Araújo, 2010).

A associação do aço, em posições adequadas, com o concreto, caracteriza o concreto armado (Araújo, 2010). Seu trabalho em conjunto só é possível pela aderência existente entre os materiais. Caso não houvesse aderência entre o aço e o concreto, no instante que a peça fosse solicitada, por exemplo, à flexão, a tensão de tração fissuraria a zona tracionada do concreto e não seria possível a transferência de esforços para o aço (comumente chamado de armadura), elemento destinado a resistir tensões de tração e garantir a ductilidade à peça evitando rupturas

bruscas (Leonhardt, 1977). A Figura 1 demonstra o resultado da presença da armadura em uma viga de concreto armado.



Fonte: Bastos (2019)

Leonhardt (1977) menciona que a aderência entre o aço e o concreto é garantida por três fenômenos: adesão, atrito e mecânica. A adesão corresponde ao efeito de colagem causado pelo contato do aço com a nata de cimento, já o atrito é uma propriedade física da barra de aço, dependente da rugosidade que o elemento apresenta. A mecânica é o mecanismo de aderência mais efetivo do concreto armado, visto que a existência de saliências se destacando do diâmetro maciço das barras de aço provoca um engrenamento capaz de elevar a eficácia da aderência.

A similaridade entre os coeficientes de dilatação térmica dos materiais também é um fator relevante que viabiliza a utilização destes materiais combinados, sendo que os valores são $1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o concreto e $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para aço. Apesar do aço ser um material sensível à corrosão, ao estar combinado com o concreto e não possuir contato com o ambiente, feito garantido por uma camada de concreto envolvendo todo o aço presente, é considerado que o aço está protegido da corrosão (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Os aços utilizados para a elaboração do concreto armado referente à construção civil são aços que possuem alta resistência e são divididos em duas classes:

- a) CA-50: considerados pela NBR 7480 – Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos (ABNT, 2022) como barras, obtidas através de laminação a quente, possuem diâmetro nominal igual ou superior a 6,3 mm até um máximo de 40 mm e são comumente utilizadas na armação de lajes, vigas, pilares e elementos de fundação. Possuem nervuras transversais oblíquas que acarretam

uma considerável aderência com o concreto por meio da mecânica, como exhibe a Figura 2.

Figura 2 – Barras de aço CA-50



Fonte: Gerdau (2023)

b) CA-60: de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2022), estão inclusos os fios, obtidos através da trefilação ou laminação a frio, possuem diâmetro nominal igual ou inferior a 10 mm e possuem emprego comum em armaduras transversais de pilares e vigas, e armaduras longitudinais em lajes. Há obrigatoriedade de nervuras. A Figura 3 demonstra exemplo de fios.

Figura 3 – Fios de aço CA-60



Fonte: ArcelorMittal (2023)

O pré-fixo CA corresponde a concreto armado e o sufixo numeral enuncia a resistência ao escoamento característico (f_{yk}) do aço em questão à tração em kgf/mm^2 ou kN/cm^2 . A tensão de escoamento do aço pode ser traduzida em a tensão primeira aplicada onde as deformações deixam de ser lineares apesar do acréscimo de tensão manter-se linear. É nesse instante que o aço deixa a fase elástica e passa para a fase plástica, abandonando o comportamento previsto pela Lei de Hooke, teoria que se baseia na linearidade entre a relação tensão-deformação (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

2.2 PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O dimensionamento das estruturas de concreto armado contempla uma combinação de conhecimentos dos campos de resistência dos materiais, estática, hiperestática e análise estrutural, que, segundo o item 14.2.1 da NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), tem como objetivo “determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço”.

O método dos estados-limites propostos pela NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento (ABNT, 2003) caracteriza-se por uma análise semiprobabilística que engloba as ações capazes de introduzir tensões, e conseqüentemente, deformações nas estruturas e quais as probabilidades de múltiplas ações ocorrerem simultaneamente. Sabendo da impossibilidade de uma análise probabilística com perfeita acurácia, a resistência respectiva de cada material é minorada por coeficientes específicos e as ações são majoradas.

Segundo Araújo (2010), as estruturas de concreto armado projetadas devem garantir segurança, um satisfatório desempenho em serviço e durabilidade. Além disso, não devem ser ignorados aspectos relevantes ao projeto como estética e economia.

2.2.1 Segurança do dimensionamento

O objetivo primordial do dimensionamento de estruturas é garantir a segurança, tanto das pessoas que irão utilizar a edificação como dos bens materiais que estarão sobre elas presentes. A estrutura tem de suportar as ações possíveis em sua totalidade, sem que os estados-limites últimos, que são os estados-limites relacionados à segurança, sejam atingidos. Em todos os casos, as resistências de cálculo dos elementos (R_d) devem ser iguais ou superiores às solicitações de cálculo (S_d) a que os elementos estruturais dimensionados sejam submetidos, demonstrado pela Equação 1 (ABNT, 2004).

$$R_d \geq S_d$$

Equação 1

Os estados-limites últimos descritos pelo item 10.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) são os seguintes:

- a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas (ver Seção 23 da NBR 6118);
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais (ABNT NBR 6118, 2014).

Para verificação destes estados-limites, é necessário avaliar o carregamento dos elementos que participam da estrutura, ou seja, as ações que atuam nos elementos. Ações são os fenômenos capazes de introduzir estados de tensão nos elementos estruturais. Estas ações são classificadas da seguinte forma:

- a) permanentes: cargas as quais estarão presentes em quase toda a vida útil da estrutura. Podem ser diretas, como o peso próprio dos elementos, e indiretas, como as tensões geradas pela retração e fluência do concreto, deslocamento de apoios e protensão (ABNT, 2014);
- b) variáveis: cargas acidentais que foram previstas no dimensionamento. Podem ser diretas, como cargas de vento e sobrecarga referente à utilização, e indiretas, como as tensões geradas por variações de temperatura (ABNT, 2014);
- c) excepcionais: definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como “ações cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios” e pela NBR 8681 (ABNT, 2003) como “ações com duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência”.

Essas ações possuem coeficientes de ponderação que consideram seus efeitos na estrutura e situações específicas determinadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que fornece uma tabela para extração desses coeficientes ilustrada pela Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de ações

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde

D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Tabela 11.1 – ABNT NBR 6118, 2014.

De acordo com o item 11.8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), “um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido”. As combinações para o estado-limite último são fornecidas pelo item 11.8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e são:

- a) combinações últimas normais;
- b) combinações últimas especiais ou de construção;
- c) combinações últimas excepcionais.

Para a definição do carregamento que será comparado com a resistência de cálculo, além dos coeficientes trazidos pela Tabela 1, as combinações de ações consideram fatores para considerar a simultaneidade de ações. A Tabela 2 traz os coeficientes para aplicação desse fator.

Tabela 2 – Coeficientes de simultaneidade de ações

Ações	γ_{f2}			
	ψ_0	ψ_1^a	ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.

^b Edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Tabela 11.2 – ABNT NBR 6118, 2014.

As resistências dos elementos, ao contrário das solicitações, devem ser minoradas por coeficientes trazidos pela Tabela 3. Os valores de resistência característica, muitas vezes obtidas por ensaios práticos, são divididos pelos valores extraídos dessa tabela. Ao fazer esta redução, a segurança do dimensionamento será favorecida pelo fato da admissão de uma resistência de cálculo, inferior à resistência característica.

Tabela 3 – Coeficientes de minoração de resistência para estado-limite último

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Tabela 12.1 – ABNT NBR 6118, 2014.

Há diferentes coeficientes de ponderação para os materiais por conta da variabilidade de resistência final do material. O aço caracteriza-se como um material industrial, o que implica em alto controle de qualidade e garante uma baixa variabilidade entre as resistências do material produzido e da resistência estimada. Já o concreto possui coeficientes superiores por possuir uma maior dificuldade na garantia de um controle de qualidade elevado, como ocorre nas metalúrgicas, gerando variabilidades maiores nas resistências finais (ABNT, 2014).

2.2.2 Análise do desempenho em serviço

Outro fator relevante a ser observado em um dimensionamento de uma estrutura de concreto armado é garantir que os elementos estruturais ofereçam um satisfatório desempenho em serviço. Para isso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) introduz os estados-limites de serviço.

Os estados-limites de serviço caracterizam-se por verificarem fatores relevantes ao conforto, boa utilização e aparência dos elementos estruturais. Garantem que esses fatores não afetem negativamente tanto os usuários, como máquinas ou equipamentos os quais são suportados pela estrutura (ABNT, 2014).

Os quatro estados-limites que devem ser verificados são: estado-limite de formação de fissuras, estado-limite de abertura de fissuras, estado-limite de deformações excessivas e estado-limite de vibrações excessivas. Caso sejam respeitados todos esses estados-limites, é assumido que a estrutura dimensionada possui o desempenho em serviço exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os estados-limites de serviço, assim como os estados-limites últimos, possuem combinações de ações classificadas no seguinte formato:

- a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
- c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras. (ABNT, 2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), através do item 12.4.2, expressa que as resistências dos elementos não necessitam de minoração para as verificações necessárias dos estados limites de serviço, ou seja, possuem coeficiente de ponderação igual a um.

2.2.3 Durabilidade de estruturas de concreto armado

Uma estrutura de concreto armado, além de possuir segurança contra a ruptura e um desempenho em serviço satisfatório, deve possuir uma boa durabilidade no meio em que estará inserida. Evitar a deterioração é fundamental para garantir que a estrutura dimensionada não despreze a segurança e seu desempenho em serviço.

Segundo Araújo (2010), o concreto possui mecanismos de deterioração, como a lixiviação causada pela água e solos contaminados. Já a corrosão configura-se como um mecanismo de deterioração do aço presente no concreto.

Para o julgamento do grau de agressividade do ambiente onde uma estrutura de concreto será executada, considerando a possibilidade da ocorrência destes diversos processos de degradação, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta quatro classes de agressividade ambiental (CAA), que são relacionadas com o risco de deterioração da estrutura, como mostra a Tabela 4.

Tabela 4 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
		Marinha ^a	
III	Forte	Industrial ^{a, b}	Grande
		Industrial ^{a, c}	
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Tabela 6.1 – ABNT NBR 6118, 2014.

Um ambiente com uma maior agressividade ambiental requer medidas para manter a durabilidade das estruturas em um patamar satisfatório, e entre essas medidas estão a utilização

de concreto com maior qualidade e execução de um maior cobrimento nas peças estruturais (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A qualidade do concreto está ligada a dois fatores: a relação água/cimento utilizada quando produzido e a classe do concreto utilizado, que é classificado pela NBR 8953 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (ABNT, 2015) por grupos de resistência e consistência, e de acordo com a massa específica. Conforme a agressividade ambiental, é possível fazer a conferência dos requisitos mínimos de qualidade do concreto através da Tabela 5, fornecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

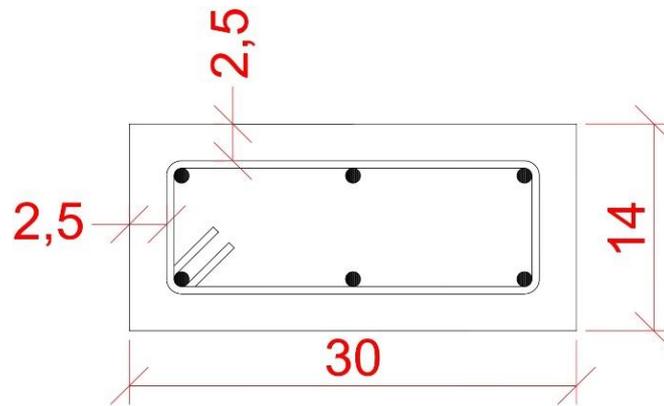
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Tabela 7.1 – ABNT NBR 6118, 2014.

O cobrimento é uma camada de concreto destinada somente à proteção das armaduras inseridas no elemento estrutural de concreto armado para evitar a corrosão que pode levar à inutilização do aço, e, conseqüentemente, à ruptura. A Figura 4 demonstra um cobrimento de 2,5 centímetros em uma peça estrutural com dimensões de 14 e 30 centímetros em sua seção transversal.

Figura 4 – Cobrimento



Fonte: o Autor (2023).

Para a escolha da espessura de cobrimento que deverá ser utilizado, é necessário o conhecimento da classe de agressividade ambiental (CAA) do ambiente onde a estrutura estará alocada e o elemento estrutural a ser executado, pois, de acordo com a Tabela 6 provida pela NBR 6118 (ABNT, 2014), diferentes elementos estruturais requerem diferentes espessuras de cobrimento.

Tabela 6 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental com cobrimento nominal
(continua)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Tabela 6 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental com cobrimento nominal
(conclusão)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Tabela 7.2 – ABNT NBR 6118, 2014.

2.2.4 Elementos estruturais

Os modelos de elementos estruturais que compõe uma estrutura de concreto armado possuem grande variedade. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), os elementos mais comuns são pilares, vigas e lajes, e o modo como são combinados e posicionados define o sistema estrutural.

Vigas são definidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) por “elementos lineares em que a flexão é preponderante”, e utilizadas frequentemente para vencer vãos e transmitir as cargas recebidas aos pilares. Seu comprimento supera em uma grande quantidade de vezes a largura e altura, sendo que, dependendo da concepção estrutural do elemento e sua finalidade, pode ser caracterizada como uma viga-parede quando sua altura tem tamanho aproximado a seu comprimento, recorrente em reservatórios de edifícios, por exemplo.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) comentam que, geralmente, é desnecessário a consideração do esforço normal para o dimensionamento de vigas de concreto armado, restando apenas o esforço cortante e o momento fletor. Estes esforços são resistidos respectivamente por estribos, geralmente posicionados com um ângulo de noventa graus com relação ao eixo longitudinal da viga, e armadura longitudinal, posicionada paralela ao eixo longitudinal da viga.

As rupturas por flexão podem acontecer por três fenômenos, o primeiro sendo a deformação excessiva das barras de aço longitudinais, preferível para o dimensionamento por oferecer aviso prévio da ruptura do elemento através de intensa fissuração e deformação. O

segundo seria por esmagamento do concreto submetido à compressão proveniente da flexão, que é indesejável por apresentar uma ruptura frágil e sem aviso prévio. O terceiro seria por ruptura do concreto à tração em peças com uma armadura em tão pequena quantidade que resulta em um elemento onde o concreto apresenta uma resistência maior à tração que as barras de aço presentes, causando uma ruptura sem aviso prévio, devendo então ser evitada através de uma armadura longitudinal mínima, dada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que varia conforme a área da seção transversal da viga (Leonhardt, 1977).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), vigas não devem possuir dimensões transversais menores que 12 centímetros, apesar de, em situações excepcionais, este valor poder ser reduzido até 10 centímetros, desde que os processos construtivos sejam atentados para esta dimensão não impossibilitar o correto alojamento das armaduras. É desejável que a largura das vigas coincida com a dimensão do material que será utilizado para vedação, visando a inexistência de saliências na edificação finalizada.

As lajes, também denominadas de placas, são elementos planos em que duas de suas dimensões, o comprimento e a largura, são de grandeza extremamente superior à sua espessura (Bastos, 2019). Geralmente recebem diretamente a grande parte das cargas de uma edificação. Revestimentos de piso, de forro, cargas de utilização como móveis são todas cargas as quais as lajes dos edifícios devem resistir e transmitir às vigas ou até diretamente aos pilares.

Para Leonhardt (1977), as lajes de concreto armado podem ser classificadas por seus tipos de apoio. Lajes apoiadas em apenas uma direção são dimensionadas para o momento fletor correspondente. Também é citado que rupturas por força cortante são raras e, apenas em casos muito específicos seria necessário armadura de cisalhamento.

Já lajes apoiadas em duas direções são dimensionadas para os momentos principais, os quais agem perpendicularmente ao outro. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) demonstram que lajes bidirecionais possuem deformações expressivamente menores que lajes apoiadas em apenas uma direção, por conta de haver rigidez aproximada entre as duas direções, fator inexistente em lajes apoiadas em apenas uma direção.

Um terceiro caso seria o apoio em pontos, apresentada por Leonhardt (1977) como uma laje apoiada, por exemplo, diretamente em pilares sem a existência de vigas. São gerados momentos negativos radiais em torno dos pilares, causando fissuras de flexão de formato circular. A ameaça de punção causada por esse tipo de apoio é relevante e as tensões de cisalhamento na região da ligação da laje com os pilares devem ser limitadas, e, se necessário, dimensionado armaduras de punção.

O item 13.2.4.1 da NBR 6118 (2014) fornece espessuras mínimas que devem ser respeitadas para lajes maciças:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel (ABNT NBR 6118, 2014).

A NBR 6118 define lajes nervuradas como “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”; também fornece alguns valores mínimos como espessura mínima de capa, sendo o menor valor entre 3 cm ou a distância entre nervuras dividido por quinze, além da espessura mínima das nervuras, que é 5 cm.

Pilares são definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. São em sua maioria utilizados para receberem as cargas das lajes e vigas e transmitirem para a fundação, diretamente ou indiretamente.

Carvalho e Pinheiro (2013) avaliam o dimensionamento de pilares como complexo, e isso se dá pelo fato de estarem sofrendo flexão composta e estarem sujeitos à flambagem, fenômeno capaz de introduzir instabilidade. A fissuração do elemento afeta diretamente em ambos esses fatores, dificultando a avaliação do estado de deformação.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), pilares devem ter no mínimo 360 centímetros quadrados de área em sua seção transversal. Também é imposto um tamanho mínimo para a sua menor dimensão transversal, que é 19 centímetros. Porém, a normativa apresenta a possibilidade da redução deste valor até 14 centímetros contanto que o pilar mantenha a área mínima e seja introduzido um coeficiente adicional de majoração dos esforços de cálculo do pilar.

2.2.5 Fases do projeto estrutural

Araújo (2009) classifica a primeira fase de um projeto estrutural em concreto armado sendo o lançamento preliminar da estrutura, que engloba fatores como localizações de pilares e vigas, suas dimensões, tentando manter uma certa padronização, e, para pilares, também suas direções. Também deve ser levado em conta que, posteriormente, serão realizados outros

projetos complementares como o hidrossanitário e o elétrico, os quais devem ser compatibilizados com a estrutura, que preferencialmente deve ter sido desenvolvida sabendo da necessidade destes sistemas.

Também nesta fase, deve ser definido como a relação da estrutura com as cargas gravitacionais funcionará, isto é, definir tipos de lajes, suas espessuras e se serão apoiadas diretamente em pilares ou haverá a existência de vigas. Planejar como o edifício resistirá as ações horizontais causadas pelo vento é essencial, podendo ser feito através de pórticos, que são a ligação entre pilares e vigas, ou apenas por pilares, na ocasião da inexistência de vigas (Carvalho; Pinheiro, 2013).

Segundo Araújo (2009), as dimensões definidas no lançamento preliminar da estrutura são mutáveis, pois inicialmente são apenas definidas para os primeiros cálculos, existindo a possibilidade de que alguma peça estrutural tenha que ter suas dimensões aumentadas devido à algum esforço excessivo ou diminuída em caso de sobra de resistência. Este autor também ressalta a importância da compatibilização com o próprio projeto arquitetônico, através da definição da largura de pilares e vigas de modo que fiquem embutidos em paredes, por exemplo.

Após o lançamento preliminar da estrutura é possível realizar as plantas de fôrmas provisórias, plantas que indicam a localização, dimensões e nome de lajes, vigas e pilares. É possível o desenvolvimento de cortes para melhor entendimento de certo ponto da estrutura que requira uma atenção especial ou até de cortes gerais do edifício.

Previamente à etapa de cálculo e dimensionamento estrutural dos elementos, é necessário a escolha das especificidades dos materiais que serão utilizados na estrutura. Esta escolha não está relacionada a quais materiais serão utilizados e sim as quais categorias dos materiais componentes do concreto armado. Os fatores a serem definidos nesta etapa são a resistência à compressão do concreto aos 28 dias, os aços a serem utilizados (CA-50 ou CA-60) e suas finalidades, em quais peças serão empregados (Araújo, 2009).

Boa parte das escolhas a serem tomadas na etapa citada anteriormente são embasadas em normas como a NBR 6118 (ABNT, 2014), que determina, por exemplo, na Tabela 5, a classe mínima do concreto partindo da CAA que a estrutura estará inserida. Esta norma também cita diâmetros mínimos e máximos de barras de aço a serem utilizados nos elementos estruturais dependendo de sua finalidade e suas dimensões.

Vale lembrar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz valores mínimos que podem ou não ser a escolha do engenheiro que projetará a estrutura. A sensibilidade do engenheiro pode levar à escolha, por exemplo, de um cobrimento maior daquilo que foi proposto na Tabela 6, no caso de um ambiente em que julgue necessário.

Para se iniciar o cálculo e o dimensionamento dos elementos estruturais, também é necessário realizar a quantificação dos carregamentos que estarão presentes e agindo nos elementos. Santos (2017) define esta fase como “uma das fases mais importantes do desenvolvimento do projeto estrutural naquilo que diz respeito à segurança”.

Nesta etapa devem ser quantificadas todas as cargas permanentes, que são mais simples de serem estimadas, e todas as cargas variáveis, obtidas com base na NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019), que fornece valores de sobrecarga referente à utilização, e as cargas excepcionais.

O vento é uma ação variável que possui uma norma exclusiva para seu estudo, a norma em questão é a NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988), que estuda fatores como topografia do terreno, rugosidade do terreno, aerodinâmica das estruturas. Para Santos (2017), a influência do vento em edifícios altos e galpões é significativa, isso faz com que o vento e ações causadas por ele recebam um estudo apropriado.

O início do dimensionamento, no caso de um edifício de concreto armado, parte da verificação da indeslocabilidade da estrutura (Araújo, 2009). A NBR 6118 (ABNT, 2014) define as estruturas como se tivessem nós fixos ou nós móveis. Quando os deslocamentos horizontais dos nós existentes dos pórticos são suficientemente pequenos, é possível desprezar os efeitos globais de segunda ordem, considerando apenas os efeitos locais. Já em estruturas de nós móveis, os deslocamentos horizontais dos nós são relevantes, implicando na consideração dos efeitos globais de segunda ordem, além dos efeitos locais.

Com a deslocabilidade da estrutura analisada e o conceito de nós fixos ou móveis definidos, é possível prosseguir com o cálculo e dimensionamento, sabendo se haverá a necessidade de consideração de esforços globais de segunda ordem ou, apenas a consideração dos elementos isolados para o seu dimensionamento.

Para o dimensionamento e cálculo das seções escolhidas da estrutura, atualmente são utilizados programas computacionais que realizam todos os cálculos necessários em tempos extremamente pequenos. Caso o sistema esteja configurado com os métodos de cálculo das normas vigentes e os dados inseridos pelo engenheiro sejam coerentes, não haverá problemas nesta etapa (Santos, 2017).

Posterior ao dimensionamento, a última etapa corresponde ao detalhamento de todos os elementos estruturais que serão executados. Os *softwares* que realizam o dimensionamento também fornecem ao engenheiro um detalhamento, porém, deve-se checar este detalhamento tendo em mente fatores que as máquinas não são capazes de julgar, como a economia e a exequibilidade dos elementos estruturais. É ideal que o engenheiro responsável pelo projeto

revise todos os detalhes gerados pelo *software* e mude, caso necessário, algum item que, por exemplo, seja de extrema dificuldade de execução, mesmo sendo a melhor solução estrutural.

3 PROJETO ARQUITETÔNICO

3.1 LOCALIZAÇÃO

O novo Bloco E será inserido no local onde o atual Bloco E do campus Uvaranas da Universidade Estadual de Ponta Grossa está implantado, visto que o Projeto Arquitetônico concebido por Oliveira (2021) propõe uma substituição da edificação existente pelo novo prédio destinado aos estudantes de Engenharia Civil e, possivelmente, de Arquitetura e Urbanismo.

Figura 5 – Implantação do Novo Bloco E



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

O espaço destacado na Figura 5 representa uma área de aproximadamente 5500 metros quadrados que o Projeto Arquitetônico do novo Bloco E ocupará para a instalação de suas ocupações como salas de aula, laboratórios e outros ambientes previstos em projeto (Oliveira, 2021).

O novo Bloco E pode ser considerado uma edificação de grande porte, necessitando de uma grande área para sua implantação, que é notável pela Figura 5. A extensa área englobada pelo campus Uvaranas da Universidade Estadual de Ponta Grossa disponibiliza área suficiente para possibilitar os processos administrativos necessários para a construção de um edifício

como o novo Bloco E. A Figura 6 traz uma vista isométrica do novo Bloco E a partir da visão de um espectador posicionado na rotatória à sudoeste da área em destaque na Figura 5 e facilita o entendimento do porte da edificação.

Figura 6 – Vista isométrica do novo Bloco E



Fonte: Oliveira (2021)

A parte da edificação em destaque na Figura 6 com pilares inclinados e brises em toda a fachada faz parte do Setor 4 e apresenta uma complexidade maior no quesito de solução estrutural, demandando um estudo individual considerando suas particularidades e não faz parte do escopo deste trabalho.

3.2 SETORIZAÇÃO

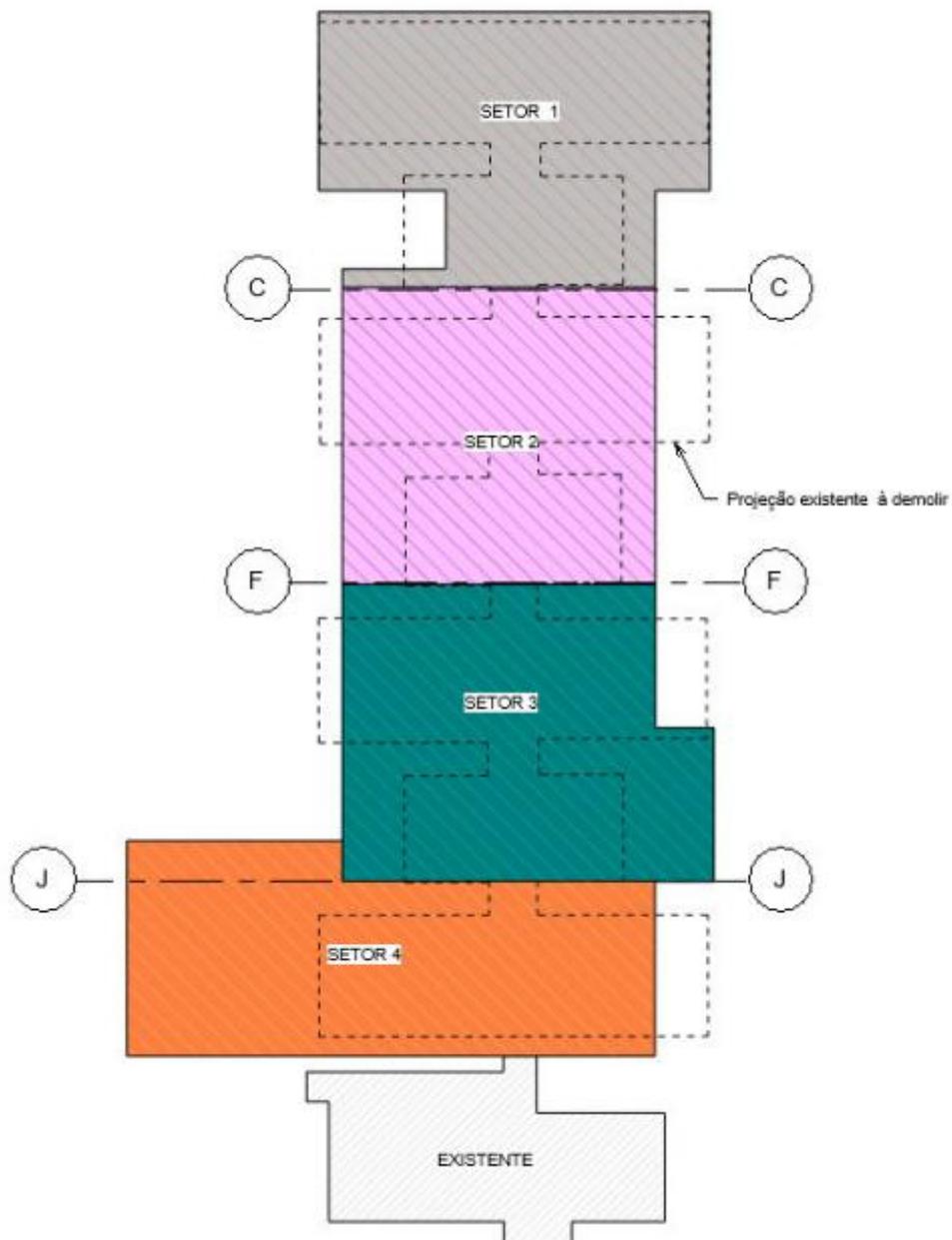
O projeto arquitetônico apresenta uma setorização dividindo a edificação em quatro setores de menor área numerados de 1 a 4, sendo o setor 1 o setor posicionado mais ao norte e o setor 4 o setor posicionado mais ao sul. A Figura 7 ilustra os setores propostos pelo Projeto Arquitetônico.

Considerando a dimensão e o porte do projeto, esta setorização foi pensada para a viabilização da licitação necessária para sua execução, na medida em que conforme a

construção estiver em andamento, há a necessidade da não paralização de aulas e atividades desenvolvidas nos ambientes existentes.

A setorização possibilita a execução de setores individuais e de forma não concomitante, o que implica na realocação temporária das atividades deste setor para um outro espaço, eliminando a necessidade de cessar as atividades do bloco inteiro.

Figura 7 – Setores propostos pelo Projeto Arquitetônico



Fonte: Oliveira (2021)

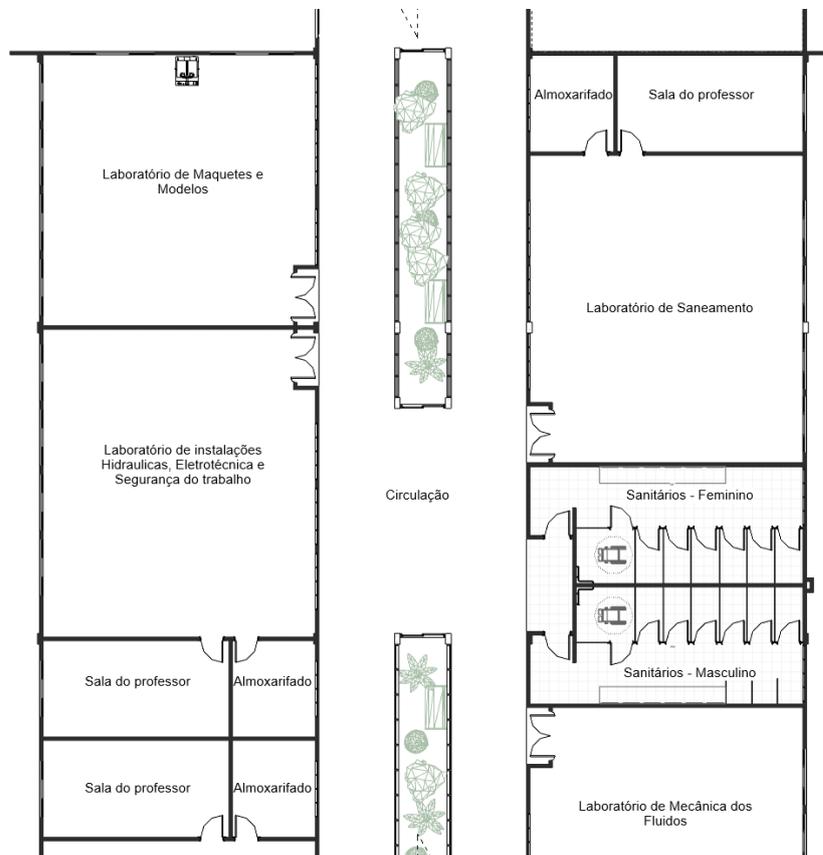
A sequência de execução pode ser variada, porém, é interessante que o primeiro setor a ser executado seja o setor 1 ou o setor 3 pelo fato destes setores possuírem escada e elevador, possibilitando o acesso e utilização de múltiplos pavimentos ao se concluir a obra.

Considerando a execução em etapas, as estruturas respectivas do edifício serão independentes, com cada setor demandando um Projeto Estrutural individual. Os setores escolhidos para o desenvolvimento deste trabalho foram os setores 2 e 3. Esta escolha foi tomada com base na necessidade da execução de um setor que possibilite o acesso aos pavimentos superiores, além de possibilitar o acesso a dois setores, o 2 e o 4, algo que não acontece caso fosse escolhido o setor 1, flexibilizando a escolha da execução do seguinte setor.

3.2.1 Setor 2

As Figuras 8 e 9 possibilitam a identificação dos ambientes existentes neste setor, sendo que o pavimento térreo é composto por laboratórios, salas de professores e almoxarifados dos respectivos laboratórios, instalações sanitárias e corredores para circulação.

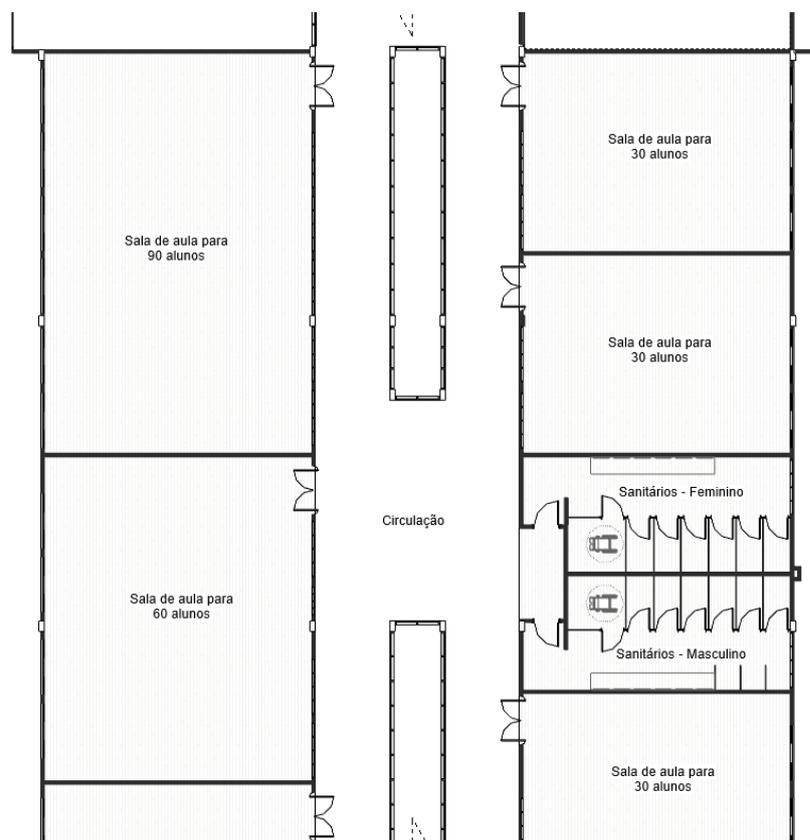
Figura 8 – Croqui do setor 2 – Pavimento térreo



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

Partindo para o pavimento superior ao térreo, denominado segundo pavimento, os espaços existentes são compostos por salas de aula de diferentes portes, por instalações sanitárias, além de um corredor para circulação (Figura 9).

Figura 9 – Croqui do setor 2 - Segundo pavimento



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

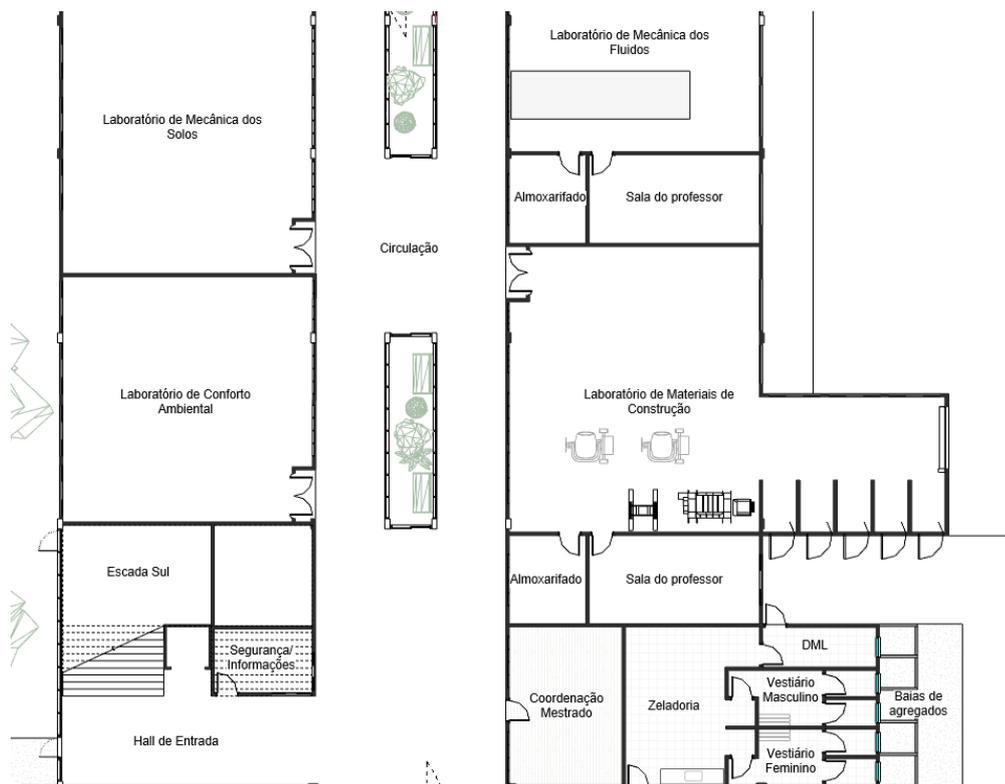
Por último, o terceiro pavimento é composto por uma área destinada à lazer e descanso constituída por jardins em uma área aberta.

3.2.2 Setor 3

Na Figura 10 é possível identificar que no setor 3 existe a presença de uma escada que fornece acesso aos pavimentos segundo e terceiro. No pavimento térreo é possível identificar a existência de laboratórios, salas de professores e almoxarifado dos respectivos laboratórios, sala

para a coordenação das pós-graduações, zeladoria juntamente com o depósito de materiais de limpeza, e vestiários para ambos os sexos. Ainda neste pavimento, há uma sala destinada ao funcionário da segurança e na parte externa do edifício existem baias de agregados que serão utilizados no Laboratório de Materiais de Construção.

Figura 10 – Croqui do setor 3 – Pavimento térreo



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

O segundo pavimento deste setor segue a mesma linha apresentada pelo segundo pavimento do setor 2, o qual consiste majoritariamente por salas de aula, porém, no setor 3, quatro destas salas de aula são destinadas a matérias como Informática e Modelagem Digital, que utilizam computadores como ferramenta para seu desenvolvimento. A capacidade máxima destas salas de aula foi definida a partir do número de computadores presentes no Projeto Arquitetônico (Figura 11).

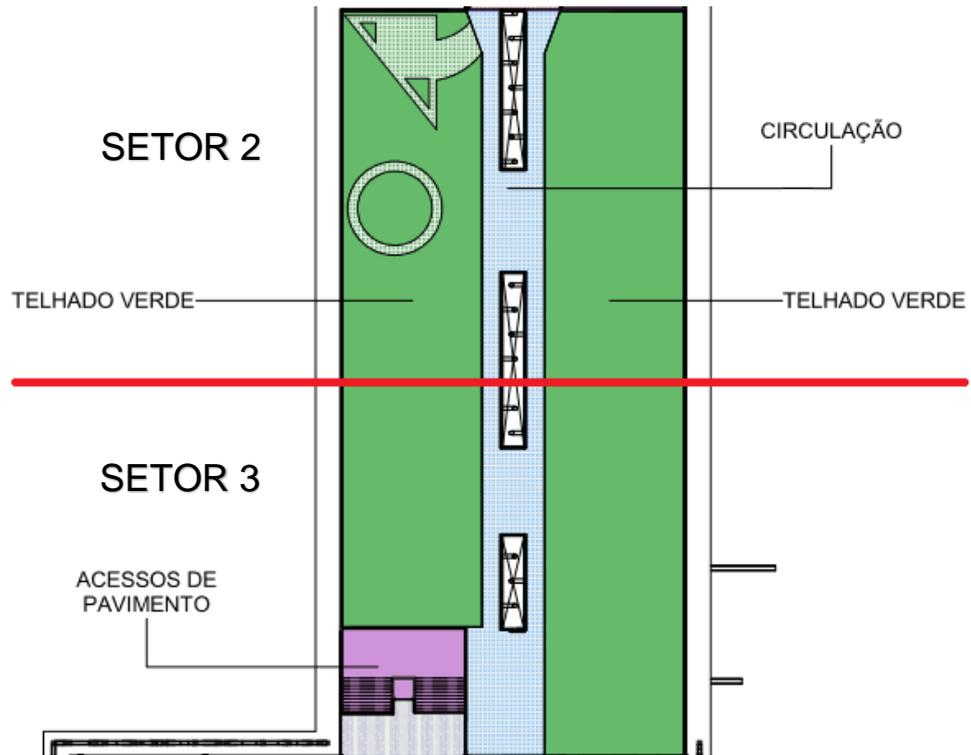
Figura 11 – Croqui do setor 2 - Segundo pavimento



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

O terceiro pavimento deste setor é constituído dos mesmos jardins para lazer e descanso presentes no setor 2, diferenciando-se apenas na presença da escada. A Figura 12 apresenta o layout geral do segundo pavimento dos setores abordados, sendo que, a linha vermelha representa a fronteira entre o setor 2, acima da linha, e 3, abaixo da linha.

Figura 12 – Layout geral do setor 2 e 3 - Terceiro pavimento



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

O projeto arquitetônico completo está apresentado no ANEXO A deste trabalho.

4 PROJETO ESTRUTURAL

4.1 PARÂMETROS PRELIMINARES

As escolhas dos parâmetros preliminares foram todas baseadas nas informações fornecidas pelas tabelas da NBR 6118 (2014), onde constam os valores mínimos que devem ser adotados para cada finalidade e localização onde a estrutura estará inserida.

A classe de agressividade ambiental (CAA) determinada para o presente projeto, de acordo com a Tabela 4 (p. 18), foi a II, caracterizada por uma agressividade moderada, em ambiente urbano com um risco de deterioração da estrutura pequeno. Como a Universidade Estadual de Ponta Grossa apresenta-se em ambiente urbano, é inviável julgar que a CAA I seria adequada pois nesta encaixam-se apenas estruturas em ambientes rurais ou submersos. Não é necessário ser considerado uma agressividade ambiental forte, característica da CAA III, pois a localização do novo Bloco E não apresenta proximidade com ambientes quimicamente agressivos como indústrias, tampouco ambientes marinhos.

Com a classe de agressividade ambiental definida, é possível partir para a escolha dos fatores mais relevantes para a durabilidade da estrutura, a qualidade do concreto e o cobrimento de cada elemento estrutural.

A partir da Tabela 5 (p. 22) é possível identificar os valores mínimos da relação água/cimento e classe do concreto a ser utilizado para cálculo e execução da estrutura. Os valores extraídos considerando a CAA II, são 0,60 para a relação máxima de água/cimento e classe mínima do concreto C25, para componentes e elementos estruturais de concreto armado; porém, o valor escolhido para lançamento preliminar da estrutura foi a classe C30. Esta escolha foi realizada com a intenção de gerar o menor impacto possível na arquitetura, de forma a possibilitar elementos com menores dimensões, e ainda garantir longevidade para a estrutura que será utilizada em grande quantidade por discentes e docentes ao decorrer do tempo.

Para os cobrimentos dos elementos estruturais foram adotados os valores mínimos apresentados pela Tabela 6 (p. 23 e 24), valores correspondentes à CAA II. A Tabela 7 resume os parâmetros preliminares referentes à agressividade ambiental para este projeto.

Tabela 7 – Resumo dos parâmetros preliminares para o projeto estrutural do novo Bloco E segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Classe de agressividade ambiental (CAA)		II (Moderada)
Relação água/cimento		$\leq 0,60$
Classe do concreto		C30
Cobrimento mínimo	Laje	25 mm
	Viga	30 mm
	Pilar	30 mm

Fonte: o Autor (2023).

Posteriormente à decisão dos cobrimentos a serem utilizados nos elementos estruturais advindos da agressividade ambiental, foi necessário verificar se estes valores não se caracterizam como inferiores aos necessários para a devida proteção das armaduras da estrutura em situação de incêndio.

Para isto, foi necessário classificar a utilização da edificação de acordo com a Tabela B.1 do Anexo B da NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento (ABNT, 2001) que traz divisões e exemplos de acordo com a ocupação da edificação. O Novo Bloco E foi caracterizado como pertencente à divisão E-1, descrita pela tabela como “Escolas em geral”.

Além disso, também foi preciso buscar a altura da edificação, definida pela NBR 14432 (ABNT, 2001) como a “distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento”. A altura do Novo Bloco E, considerando a definição citada anteriormente, é 7,92 metros.

Com as duas classificações estabelecidas, é possível buscar na Tabela A.1 do Anexo A da NBR 14432 (ABNT, 2001) o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) para esta estrutura, que resultou em 30 minutos.

As Tabelas 4, 5, 6, 7 e 12 da NBR 15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio (ABNT, 2012) correlacionam o TRRF de uma estrutura com os cobrimentos mínimos que devem ser utilizados nos elementos estruturais para garantir um bom funcionamento e adequada durabilidade da estrutura em situação de incêndio. A partir dos dados extraídos destas tabelas, a Tabela 8 foi gerada para fins de comparação com a Tabela 7, onde constam os valores adotados de cobrimento necessários para resistir à agressividade ambiental, e observa-se que se mostraram mais rigorosos.

Tabela 8 – Cobrimentos mínimos em situação de incêndio

	Laje	10 mm
Cobrimento mínimo	Viga	25 mm
	Pilar	25 mm

Fonte: o Autor (2023).

4.2 MODELO ESTRUTURAL

Previamente ao início da modelagem da estrutura, é necessário definir o modelo estrutural de cálculo que será utilizado pelo *software* CAD/TQS, visto que as análises e resultados variam conforme as escolhas. As opções de modelos estruturais são o Modelo IV, onde as lajes são tratadas separadamente do pórtico espacial (formado por vigas e pilares), e o Modelo VI, que gera um modelo integrado entre o pórtico espacial e as lajes, com barras simulando todos os elementos presentes.

Para se realizar a escolha mais adequada, foram estudadas as particularidades de cada modelo e suas divergências, podendo ser destacado o modo como são consideradas as lajes dos pavimentos. No Modelo VI, como a laje é simulada em conjunto com o pórtico espacial, ela passa a auxiliar na rigidez global da estrutura, resultando em maior resistência frente a ações horizontais como o vento, ocasionando também a necessidade de dimensionamento ao esforço normal desse elemento. Já no Modelo IV, as lajes são dimensionadas apenas à esforços verticais através de modelos de grelha linear e não-linear, e não são incorporadas no pórtico espacial, o que resulta em uma necessidade de rigidez superior nos pilares e vigas para alcançar a mesma rigidez global. No pórtico espacial, apesar das lajes não serem dimensionadas à esforços normais, é imposto um efeito de diafragma rígido por conta da sua existência.

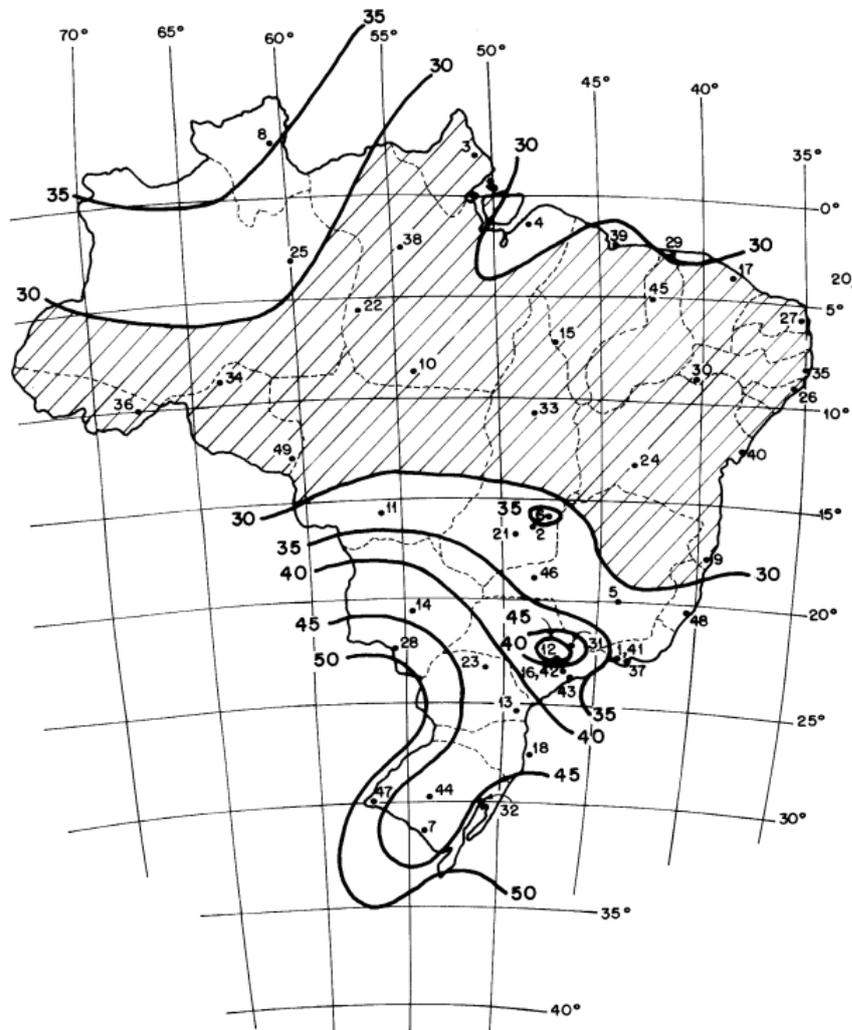
O modelo definido foi o Modelo IV, que, apesar de caracterizar-se como uma análise menos refinada quando comparada com a análise do Modelo VI, trará resultados satisfatórios e condizentes com a realidade da estrutura. Isso se deu pelo fato de a estrutura possuir características convencionais, como a inexistência de pilares nascendo em lajes e estas serem inicialmente nervuradas e apoiadas por vigas altas. Além disso, o modelo escolhido proporcionou menores tempos de processamento, resultando em uma maior eficiência no desenvolvimento do projeto.

4.3 AÇÃO DO VENTO

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), para a consideração da ação do vento em uma estrutura, é necessário a determinação de valores como a velocidade básica do vento (V_0), fator topográfico (S_1), fator de rugosidade do terreno (S_2) e fator estatístico (S_3).

A velocidade básica do vento que deve ser considerada para os cálculos varia conforme o local onde a estrutura será edificada, por isso, a NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece um gráfico das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil. A partir da análise deste gráfico, trazido pela Figura 13, foi extraído o valor de 45 m/s.

Figura 13 – Gráfico das isopletas de velocidade básica do Brasil



Fonte: Figura 1 – ABNT NBR 6123, 1988.

O fator topográfico é um coeficiente que difere de acordo com o relevo do terreno da edificação e é dividido em três categorias, terreno plano ou fracamente acidentado, taludes e

morros e vales profundos. A categoria adotada para este projeto foi a primeira, resultando em um fator topográfico com valor de 1,00.

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), “o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação”. A primeira classificação realizada foi a de rugosidade do terreno, sendo adotada a Categoria III. Ainda no fator S_2 , foi definido a classe C como a classe da edificação por conta de uma de suas dimensões horizontais superar os 50 metros.

O fator S_3 baseia-se em estatística e relaciona a vida útil da edificação com a sua finalidade. Apresenta maiores valores quando a edificação é destinada a serviços essenciais à vida humana como hospitais e centrais de comunicação. Já em edificações onde há um baixo fator de ocupação, como depósitos e silos, o valor de S_3 é reduzido (ABNT, 1988).

O fator estatístico adotado para este projeto foi de 1,00, valor sugerido pela Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988) para edificações com um alto fator de ocupação. Uma instituição de ensino durante o período letivo concentrará um número expressivo de pessoas em suas instalações, resultando em um alto fator de ocupação.

Além dos fatores definidos anteriormente, também foi necessário definir os coeficientes de arrasto da edificação. O *software* CAD/TQS possui uma ferramenta que, através das plantas, deduz as dimensões horizontais e verticais da edificação e seus resultados foram 36,31 e 60,64 metros de extensão horizontal e 12,175 metros de altura.

Como a relação h/l_1 entre esses valores resulta em pontos fora do ábaco de coeficientes de arrasto para ventos de baixa turbulência, da Figura 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988) onde h é a altura da edificação e l_1 é a dimensão em planta perpendicular à ação do vento (em edificações paralelepípedicas), foi necessário aproximar os valores através de uma extensão do gráfico. Os valores obtidos a partir desta aproximação foram 0,8 para as direções 90 e 270° e 1,1 para as direções 0 e 180°.

4.4 CARGAS ATUANTES

Para a definição das cargas atuantes na estrutura durante sua vida útil, foi utilizado como referência principal a NBR 6120 (ABNT, 2019), que fornece o peso específico de materiais que possam vir a ser utilizados na edificação, como argamassas e pisos, e se caracterizam como cargas permanentes. Além disso, também são fornecidas nesta normativa as

cargas variáveis que devem ser consideradas no cálculo, variando conforme a finalidade do ambiente.

4.4.1 Cargas permanentes

O Projeto Arquitetônico do Novo Bloco E apresenta paredes de *Light Steel Framing* com a função exclusiva de vedação. Porém, para garantir uma maior flexibilidade da estrutura no caso de possíveis alterações no material escolhido para cumprir esta função, foi considerado $0,23 \text{ tf/m}^2$ para a carga de paredes, valor proposto pela Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 2019) respectivo à blocos cerâmicos vazados com espessura nominal de 19 centímetros e 2 centímetros de revestimento por face.

As paredes utilizadas para a divisão dos jardins internos com os ambientes de circulação são compostas por vidro, o que significa uma carga inferior à carga de parede de alvenaria prevista anteriormente. A carga definida para este tipo de parede foi de $0,05 \text{ tf/m}^2$, valor sugerido pela Tabela 3 da NBR 6120 (ABNT, 2019) para caixilhos que vão de piso a piso.

Para as lajes do segundo pavimento foram calculadas as cargas permanentes considerando o revestimento utilizado em cada ambiente. Primeiramente, foi calculada a carga dos revestimentos das instalações sanitárias que é composto por 4 centímetros de contrapiso, 1 centímetro de piso cerâmico e 0,5 centímetros de argamassa para assentamento, além da impermeabilização com manta asfáltica que foi considerada neste trabalho com uma espessura de 0,5 centímetros. O valor resultante deste cálculo foi $0,122 \text{ tf/m}^2$.

Após o cálculo do revestimento superior, foi necessário definir também a carga proveniente do forro de gesso modular, que, apesar de estar presente apenas em alguns ambientes no Projeto Arquitetônico, foi considerado no cálculo para permitir a instalação, caso necessário. O valor considerado nos cálculos para esta carga foi $0,025 \text{ tf/m}^2$, retirado da Tabela 8 da NBR 6120 (ABNT, 2019). Assim, resultando em uma carga permanente de $0,147 \text{ tf/m}^2$, que foi arredondado para $0,15 \text{ tf/m}^2$.

Nas salas de aula e laboratórios de informática há 4 centímetros de contrapiso e piso vinílico, com espessura não especificada. Foi considerado uma espessura de 0,5 centímetros e um peso específico igual ao piso cerâmico, resultando em um valor de $0,126 \text{ tf/m}^2$, já com a carga proveniente do forro de gesso introduzida. Este valor foi arredondado para $0,13 \text{ tf/m}^2$.

Para os corredores de circulação, que são revestidos com contrapiso e pintura epóxi, foi admitido uma carga permanente de $0,13 \text{ tf/m}^3$, igual às salas de aula e a favor da segurança.

Essa simplificação se dá pelo fato de a espessura da película de tinta epóxi possuir valores da ordem de micrômetros, resultando em uma carga desprezível.

Visto que uma região do beiral na extremidade superior do Setor 2 possui acesso ao público e um guarda-corpo metálico com fechamento em vidro, foi previsto uma carga de 0,050 tf/m em toda a extensão do guarda-corpo e uma carga de 0,10 tf/m² para uma eventual regularização do nível superior da laje e revestimento argamassado.

No restante do beiral, onde não há acesso ao público, foi previsto a carga para regularização, revestimento argamassado e uma carga linear para representar a presença dos brises verticais. De acordo com o catálogo técnico do brise apresentado no Anexo A do trabalho de Oliveira (2021), cada brise possui uma carga de até 3,61 quilogramas por metro linear. Como os brises possuem uma altura total em torno de 3,45 metros e estão dispostos a cada 40 centímetros, a carga linear definida, já aproximada, foi de 0,035 tf/m durante toda a extensão do beiral onde existam brises.

Para as cargas permanentes da escada foi previsto uma carga de 0,13 tf/m², um valor para possibilitar a instalação do mesmo revestimento utilizado nos corredores de circulação caso optado por não manter o revestimento de concreto polido, indicado pelo Projeto Arquitetônico.

Na região de saída da escada do terceiro pavimento, o revestimento existente é o mesmo das salas de aula e laboratórios de informática, com contrapiso e piso vinílico, ou seja, também foi definido para este ambiente uma carga de 0,13 tf/m².

Já no ambiente externo do terceiro pavimento, além de um telhado verde do tipo intensivo com 17,5 centímetros de espessura, em algumas regiões há uma calçada que, somado com o telhado verde, possui uma altura total de 18 centímetros.

Para a estimativa da carga do telhado verde, foi necessário buscar informações no guia “*A Quick Guide to Green Roofs*” fornecido pela *International Green Roof Association* (IGRA). Além dos tipos de telhados verdes existentes, o guia também fornece o peso do sistema, em kg/m², de acordo com a espessura equivalente (IGRA, 2010). Foi necessário realizar uma interpolação linear para uma maior precisão da massa total do telhado verde, que resultou em uma carga permanente de 189,41 kg/m². Convertendo este valor para tf/m² e arredondando para a dezena superior mais próxima, temos o valor de 0,19 tf/m².

Foi necessário prever uma camada impermeável com proteção mecânica, e de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), uma camada de 10 centímetros de espessura representa uma carga de 0,18 tf/m².

Somando a carga do telhado verde, da camada de proteção mecânica e do forro de gesso, presente no pavimento inferior, a carga permanente resultante das lajes externas do terceiro pavimento resultou em 0,395 tf/m², que foi arredondado para 0,4 tf/m².

Para a carga da cobertura foi considerado um valor de 0,04 tf/m², valor extraído da Tabela 6 da NBR 6120 (ABNT, 2019) referente a telhados com telhas de fibrocimento e estrutura de madeira. Apesar do Projeto Arquitetônico indicar uma cobertura com telhas metálicas trapezoidais, este valor pode ser utilizado desde que estas possuam uma carga menor do que as telhas de fibrocimento, e conforme a Tabela 5 da NBR 6120 (ABNT, 2019) este é o caso. Neste valor também deve ser somado a carga do revestimento inferior, que é 0,025 tf/m².

Para a platibanda foi considerado pilaretes de seção (19x25) cm a cada aproximadamente 2 metros de alvenaria e cintas de (19x20) cm logo acima de 1,2 metros de alvenaria. Com a geometria da platibanda definida, foi possível calcular a carga que resultou em 0,400 tf/m.

A Tabela 9 resume todas as cargas permanentes definidas para o Novo Bloco E.

Tabela 9 – Cargas permanentes do Novo Bloco E

DESCRIÇÃO	CARGA PERMANENTE
Brises verticais	0,035 tf/m
Guarda-corpo metálico com vidro	0,050 tf/m
Platibanda	0,400 tf/m
Alvenaria de bloco cerâmico vazado (19+2+2cm)	0,230 tf/m ²
Parede de vidro (Jardins internos)	0,050 tf/m ²
Contrapiso + Piso cerâmico + Impermeabilização + Gesso acartonado (Instalações sanitárias)	0,150 tf/m ²
Contrapiso + Piso vinílico + Gesso acartonado (Salas de aula e laboratórios de informática)	0,130 tf/m ²
Contrapiso + Pintura epóxi (Circulação e escada)	0,130 tf/m ²
Regularização + Revestimento argamassado (Beiral)	0,100 tf/m ²
Telhado verde intensivo + Camada impermeável com proteção mecânica (Telhado verde)	0,400 tf/m ²
Telhado com estrutura de madeira e telha metálicas trapezoidais + Gesso acartonado (Cobertura)	0,065 tf/m ²

Fonte: o Autor (2023).

Além das cargas lineares e distribuídas por área citadas anteriormente, foi necessário prever cargas concentradas nos elementos de apoio do elevador. Foi preciso buscar em catálogos técnicos de elevadores residenciais semelhantes ao especificado no Projeto Arquitetônico, visto que o catálogo do modelo em questão não fornece as cargas provocadas pelo elevador.

De acordo com a ficha técnica de elevadores residenciais ASTRON, fornecido pela empresa ZENIT Elevadores, que possuem capacidade de carga idêntica ao especificado no

Projeto Arquitetônico, é necessário dispor de equipamentos, como ganchos, resistentes à até 0,5 tf na laje de teto da caixa de corrida do elevador (Zenit, 2023). Para viabilizar e possibilitar a instalação de elevadores de diferentes modelos, caso optado pela mudança, as cargas foram previstas de modo que ainda seja viável a utilização da estrutura sem a necessidade de reforços estruturais através de uma aplicação de uma carga de 1 tf no centro da laje de teto do poço do elevador.

4.4.2 Cargas variáveis

As cargas variáveis que foram utilizadas neste trabalho foram todas baseadas na Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019) e foram resumidas na Tabela 10 deste trabalho.

Tabela 10 – Cargas variáveis do Novo Bloco E

DESCRIÇÃO	CARGA VARIÁVEL
Beiral com acesso público	0,400 tf/m ²
Beiral sem acesso público	0,100 tf/m ²
Cobertura com acesso apenas à manutenção	0,100 tf/m ²
Escadas com acesso público	0,300 tf/m ²
Instalações sanitárias	0,200 tf/m ²
Salas de aula	0,300 tf/m ²
Circulação	0,300 tf/m ²
Telhado verde	0,300 tf/m ²

Fonte: o Autor (2023).

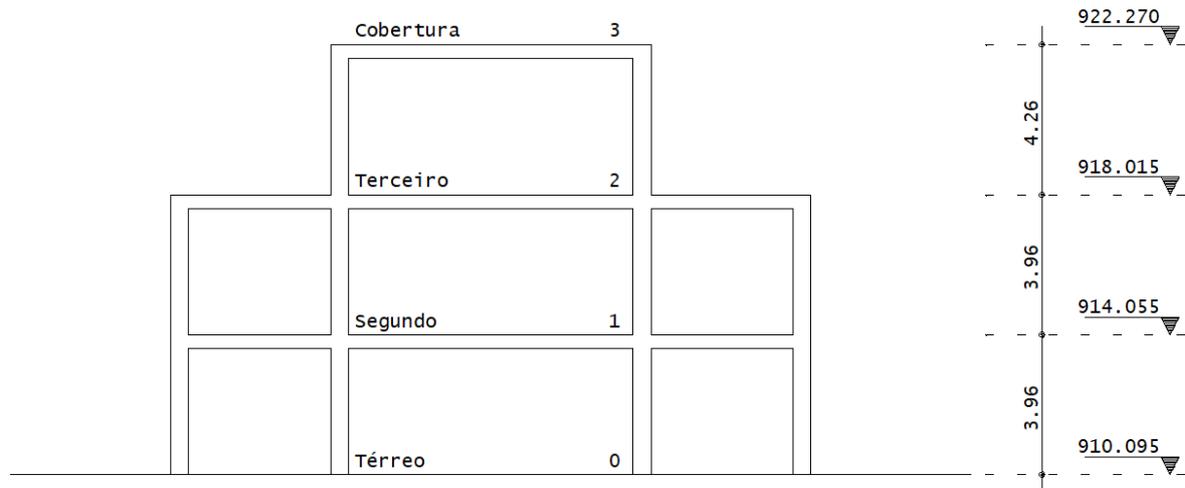
Além da carga de 0,400 tf/m² do beiral com acesso ao público, também foi previsto uma carga de 0,200 tf/m na borda da laje conforme item j da Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019).

4.5 NÍVEIS DO PROJETO ESTRUTURAL

Para a definição dos níveis dos pavimentos para o Projeto Estrutural, mostrou-se necessário buscar o nível “osso” da estrutura, nível que representa a cota absoluta da face superior dos elementos estruturais do pavimento. No Projeto Arquitetônico, foram indicados os níveis acabados do pavimento e as espessuras do contrapiso e revestimento, que são 4 e 0,5 centímetros, respectivamente.

Possuindo o conhecimento de quais áreas possuem revestimento e suas espessuras, foram calculados os níveis respectivos ao Projeto Estrutural, ilustrados pela Figura 14, com valores em metros.

Figura 14 – Níveis do Projeto Estrutural



Fonte: o Autor (2023).

Além dos níveis representados na Figura anterior, também existe um nível intermediário na altura média dos pavimentos térreo e segundo para os patamares da escada, que possuem um número igual de degraus em cada lance.

4.6 JUNTAS DE DILATAÇÃO

Como a intenção do Projeto Arquitetônico é permitir a execução dos Setores individuais e o desenvolvimento deste trabalho engloba o Setor 2 e 3, foram aproveitadas as fronteiras entre os Setores 1 e 2 e Setores 3 e 4 para a imposição de juntas de dilatação. Além disso, por conta das dimensões da edificação, foi necessário alocar juntas de dilatação intermediárias dividindo os setores em estruturas de menor porte.

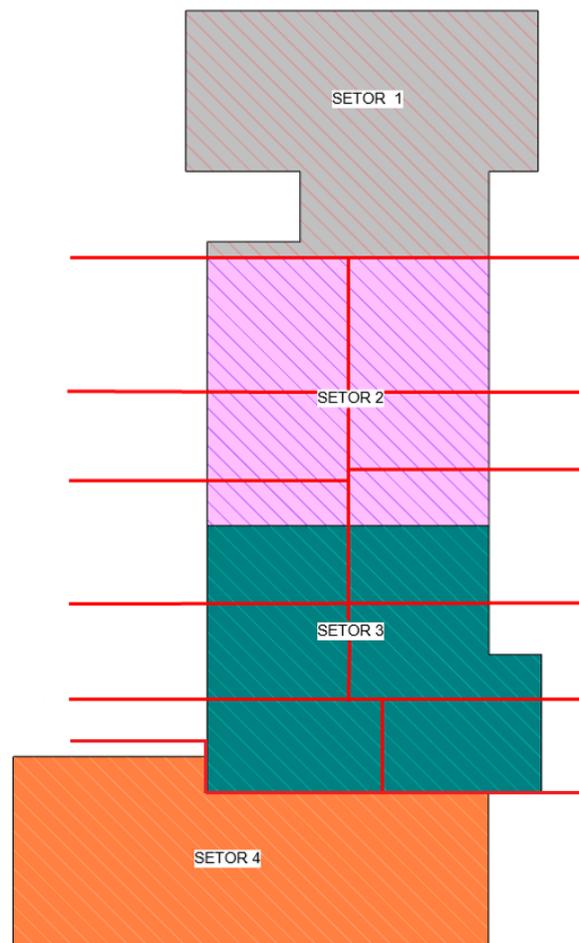
O item 24.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) explicita que as juntas de dilatação em estruturas de concreto simples devem ser previstas a cada 15 metros, sendo possível neste caso, desconsiderar ações térmicas no dimensionamento. Como essa normativa não possui informações referentes à distância entre juntas em estruturas de concreto armado, foi adotado o valor o valor proposto pelo item citado anteriormente.

Como as dimensões do Novo Bloco E estão em torno de 60 metros de comprimento e 36 metros de largura, foram previstas quatro juntas de dilatação transversais e uma longitudinal, de modo que a extensão máxima de cada compartimento permaneça o mais próximo possível do limite determinado.

Foi definido uma espessura de 2 centímetros para as juntas de dilatação, admitindo um funcionamento em conjunto das estruturas frente a ações horizontais, como o vento. Esta espessura também permitirá o compartilhamento dos elementos de fundação, desde que seja planejada e verificada a situação em que exista apenas um dos setores edificado. Também se mostra como opção a escolha de fundações excêntricas, no intuito de evitar a necessidade de adequação de estruturas que serão construídas posteriormente aos elementos de fundação já existentes. De qualquer forma, estas escolhas ficam a critério do projetista de fundações, visto que estes elementos não fazem parte do escopo do Projeto Estrutural.

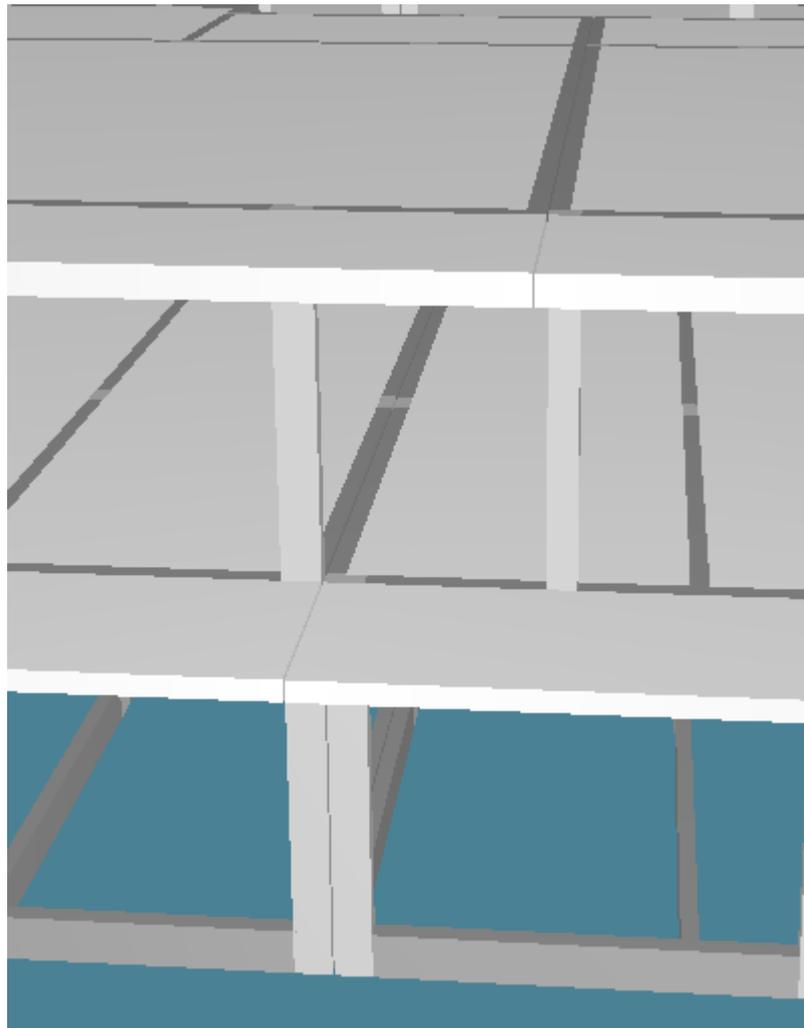
A Figura 15 exhibe onde foram locadas as juntas de dilatação no térreo do Novo Bloco E. Esta figura deixa de ser válida no terceiro pavimento visto que a posição da parte esquerda da junta horizontal inferior do Setor 2 varia. Essa variação de posição se deu por conta da falta de concordância de paredes entre o pavimento térreo e o segundo pavimento. A Figura 16 traz, através de uma vista isométrica, a variação da junta de dilatação entre os pavimentos.

Figura 15 – Juntas de dilatação para divisão dos setores do Novo Bloco E



Fonte: Oliveira (2021), editado pelo Autor (2023).

Figura 16 – Vista isométrica da variação da junta de dilatação



Fonte: o Autor (2023).

4.7 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Com o objetivo de gerar o menor impacto possível na arquitetura, foi definido que a ideia central da estrutura era atribuir uma laje de grande espessura, capaz de vencer vãos da ordem de 10 metros, para evitar vigas e pilares aparentes e não embutidos em paredes.

Inicialmente, foram lançados pilares com seção de (19x40) cm nos locais já previstos pelo Projeto Arquitetônico, que possuem distâncias variadas entre si conforme o ambiente. Porém, foi julgado necessário uma maior quantidade de pilares, tanto para diminuir a carga normal individual atuante nos pilares existentes, como para diminuir os vãos das vigas que seriam lançadas posteriormente e evitar dimensões que poderiam inviabilizar esquadrias.

Onde possível, foi mantido a dimensão de (19x40) cm para os pilares, porém, em alguns locais foi necessário reduzir a seção para (19x30) cm para evitar conflitos deste elemento estrutural com esquadrias que possuem um espaçamento entre si de 30 cm.

Durante o lançamento dos pilares, foi buscado manter a distância entre eixo de pilares na ordem de 5 metros, vão que levou à escolha da seção das vigas do pavimento térreo, que foi (19x50) cm. Essa seção foi padronizada para todas as vigas deste pavimento, o que possibilita uma escavação de altura constante, minimizando gastos com possíveis retrabalhos na execução.

Nos vãos superiores a 5,5 metros, foram previstas estacas intermediárias para servir de apoio às vigas que possivelmente gerariam um problema de deslocamento excessivo frente à carga que receberão e o vão que possuem.

As vigas do segundo e terceiro pavimento foram lançadas de modo que sua rigidez fosse superior à necessária ao estado-limite de serviço para minimizar deformações. Mesmo que as deformações destas vigas respeitem o limite imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), as lajes poderiam ser inviabilizadas por conta de deslocamentos próprios somados com os deslocamentos das vigas que as apoiam, caso estes sejam significativos.

O maior vão a ser vencido por vigas foi de 10 metros, com vigas de seção (19x110) cm, em ambientes onde houve a impossibilidade de alocação de pilares com continuidade entre pavimentos por conta da não concordância de paredes. Em ambientes como os banheiros e a região da escada não houve problemas em relacionados a isso por conta da concordância de paredes entre pavimentos, possibilitando a alocação de pilares para redução do vão total a ser vencido pelas vigas.

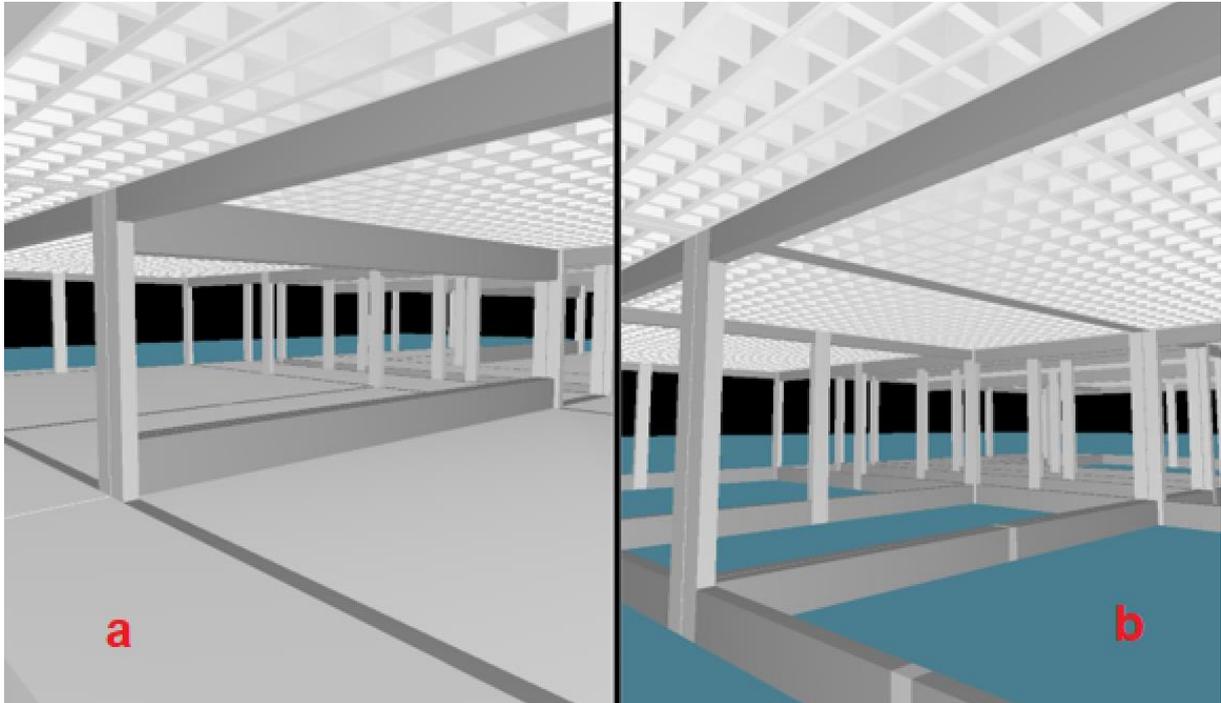
Nos ambientes que foram seccionados pelas juntas de dilatação foram previstas vigas de seção (19x45) cm para evitar bordos de lajes sem apoio e para arremate do possível forro de gesso acartonado considerado no cálculo das cargas permanentes.

A falta de concordância de paredes entre o térreo e o segundo pavimento também implicou na utilização de vigas inteiramente invertidas embutidas na parede existente no segundo pavimento. Essa inversão possibilitou a aparência de uma laje lisa no térreo, já que a face inferior da viga ficou no mesmo nível que a face inferior da laje, além de dividir uma laje com vãos expressivos em duas com vãos menores. A Figura 17 mostra, à esquerda, uma viga invertida com seção (19x100) cm com vista de um observador no nível do segundo pavimento, e, à direita, a vista de um observador no pavimento térreo desta viga embutida na laje.

As lajes da edificação foram lançadas com uma altura de 35 centímetros, sendo 5 centímetros de capa. Essa dimensão foi definida como a mínima para toda a estrutura

independente dos vãos a serem vencidos pela laje, de forma a evitar problemas na execução gerados pela variação de alturas de lajes, como enchimentos de tamanhos variados.

Figura 17 – Viga invertida por questões arquitetônicas: (a) visão do segundo pavimento; (b) visão do pavimento térreo



Fonte: o Autor (2023).

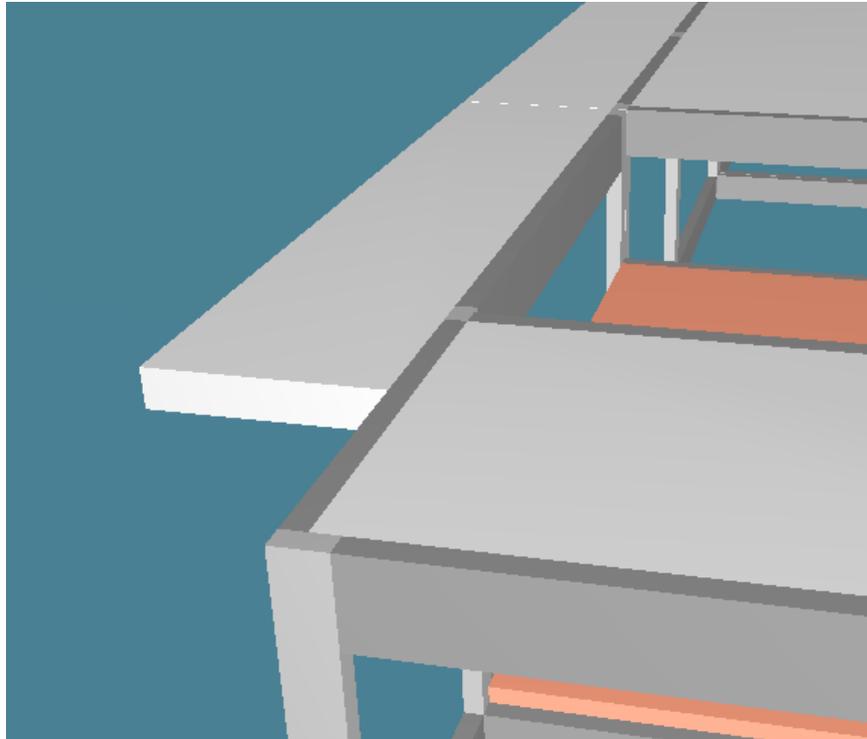
Os beirais presentes nas laterais da edificação foram projetados como uma extensão das lajes internas, isso provocou uma redução dos deslocamentos máximos das lajes que existiriam caso a laje fosse considerada isolada e sem continuidade em nenhuma de suas bordas. Além disso, por conta da extensão de 2 metros do beiral, essa vinculação evitará esforços de torção consideráveis nas vigas de apoio que possivelmente teriam que ter sua seção aumentada.

Apesar de lajes nervuradas não possuírem um bom desempenho para momentos negativos, considerando a pequena área de concreto para compressão, foi julgado que seria uma melhor alternativa do que desvincular o beiral das lajes internas. Caso esta escolha traga problemas após o processamento da estrutura, ainda há maneiras de viabilizar esta decisão sem alterar o tipo de laje como retirar enchimentos nas áreas mais solicitadas e alargar as nervuras.

Na região da escada foi necessário apoiar o beiral completamente na viga, já que não há laje adjacente para manter continuidade. A Figura 18 traz o resultado da modelagem desta região. Essa vinculação possivelmente terá de ser alterada após o processamento da estrutura, visto que pode ser considerada como crítica para o equilíbrio estrutural. Alternativas como

aumentar a menor dimensão da viga ou diminuir a espessura total do beiral e utilizar enchimentos para reduzir a peso total poderão ser eficientes nesta etapa.

Figura 18 – Beiral engastado em viga na região da escada



Fonte: o Autor (2023).

Mostrou-se necessário modelar vigas em pavimentos intermediários na altura de 1,98 metros do nível dos pavimentos térreo e segundo para apoiar o patamar da escada, que foi modelada como uma laje maciça de 20 centímetros de espessura.

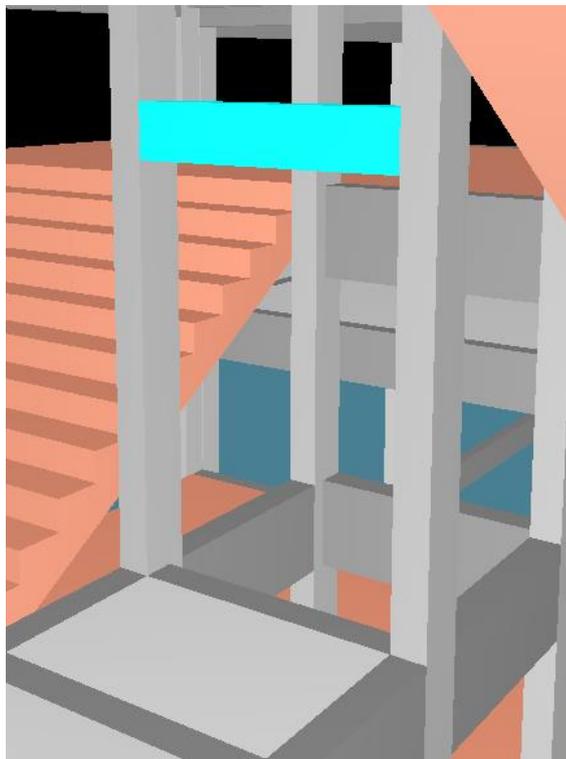
No terceiro pavimento, a maior parte das lajes e vigas foram modeladas com rebaixo de 20 centímetros para possibilitar a instalação do telhado verde de modo que o topo do mesmo não fique em uma altura superior a face superior das lajes internas. Para garantir o funcionamento e detalhamento correto entre lajes no nível original e lajes rebaixadas, foi imposto uma vinculação articulada em suas fronteiras, evitando assim que o CAD/TQS considere uma continuidade entre essas lajes, impossibilitada pelo rebaixo.

Foi optado por não modelar os pilaretes e cintas da platibanda para evitar um acréscimo de tempo excessivo de processamento do *software* gerado pelo aumento do número total de elementos no modelo. Para simular sua existência, foi lançado a carga da platibanda apresentada na Tabela 9 nos locais onde a platibanda foi disposta. Para elucidar a geometria da platibanda,

foi realizado o detalhamento dos pilaretes e cintas e inserido na planta de formas do terceiro pavimento e cobertura, juntamente com o quantitativo do aço necessário para estes elementos.

Na caixa do elevador foi necessário dispor de vigas com seção de (19x30) cm de modo que a face inferior da viga ficasse a, no mínimo, 221 centímetros da face superior da laje de piso para apoio das portas do elevador. Essa viga foi mantida a uma distância de 226 centímetros da laje para a distância mínima ser respeitada mesmo após o revestimento ser instalado. A Figura 19 traz o resultado da modelagem dessa viga, destacada na cor ciano.

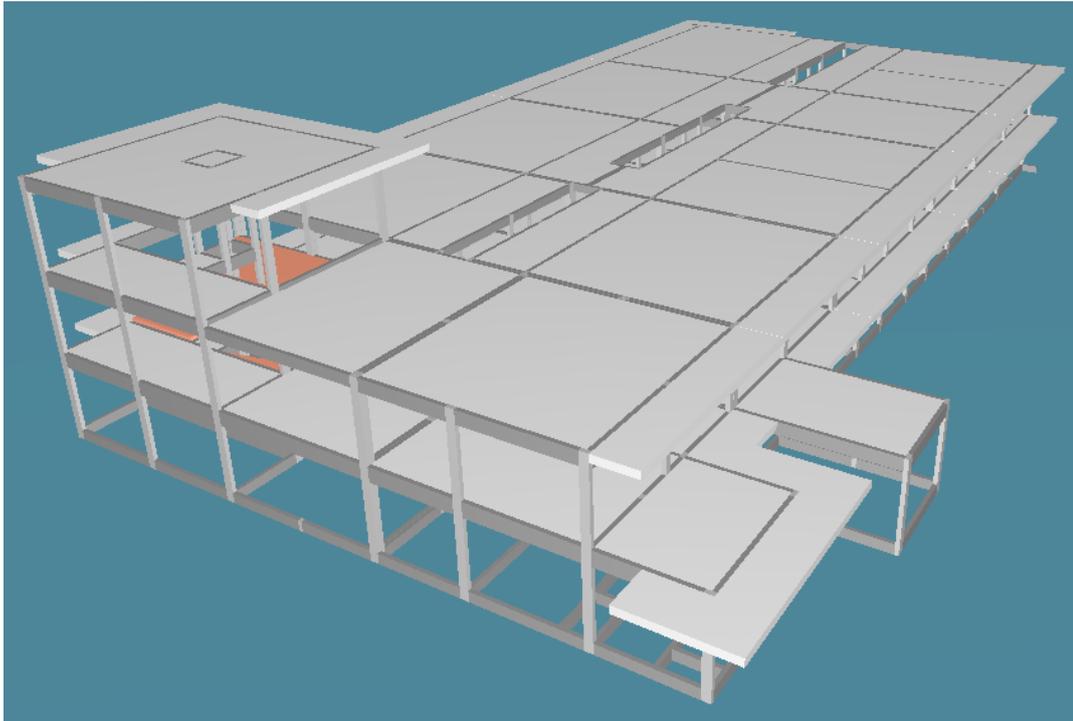
Figura 19 – Viga para apoio das portas do elevador



Fonte: o Autor (2023).

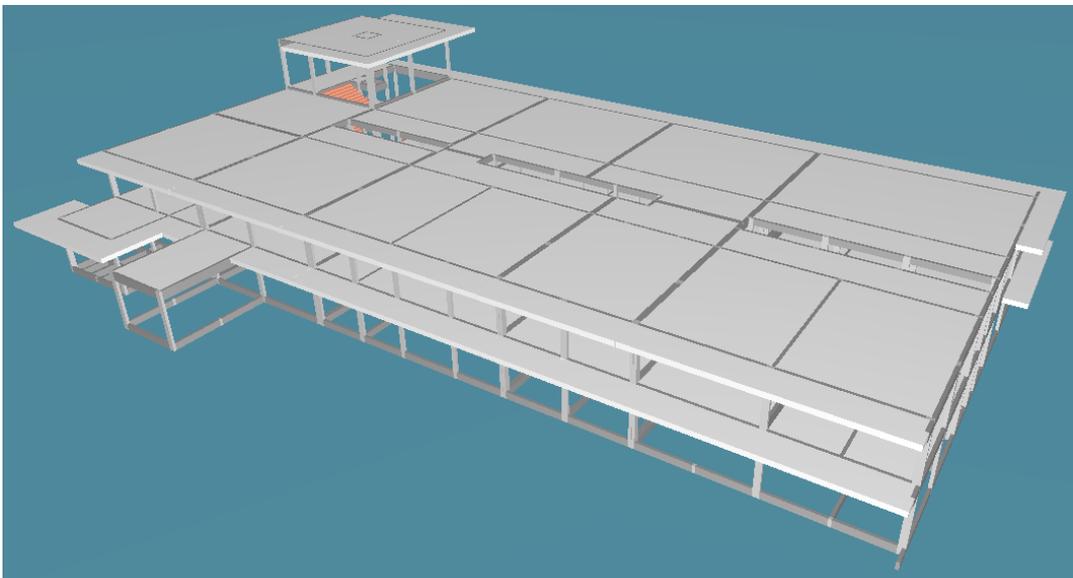
Nas Figuras 20 e 21, é apresentado o lançamento estrutural preliminar modelado através de vistas isométricas.

Figura 20 – Isométrico A – Lançamento estrutural preliminar dos setores 2 e 3 do Novo Bloco E



Fonte: o Autor (2023).

Figura 21 – Isométrico B – Lançamento estrutural preliminar dos setores 2 e 3 do Novo Bloco E



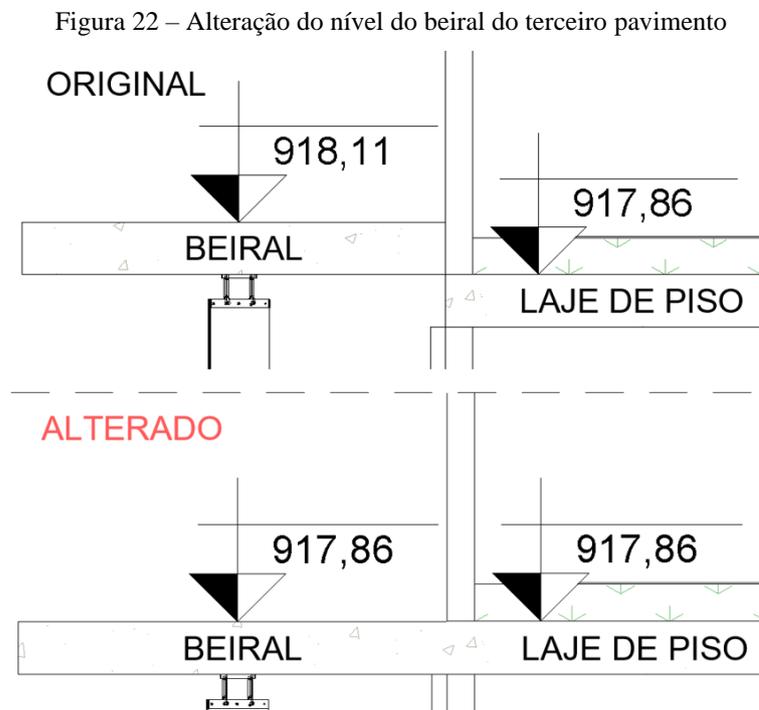
Fonte: o Autor (2023).

4.8 ALTERAÇÕES ARQUITETÔNICAS

Para a viabilização do lançamento estrutural foram realizadas reuniões com participação da Prof.^a Me. e Engenheira Civil Fernanda Brekailo e da Prof.^a Dr.^a e Arquiteta e Urbanista Nisiane Madalozzo Wambier para discutir e propor alterações arquitetônicas. Neste

item serão comentadas todas as alterações permitidas, omitindo alterações que foram consideradas inviáveis.

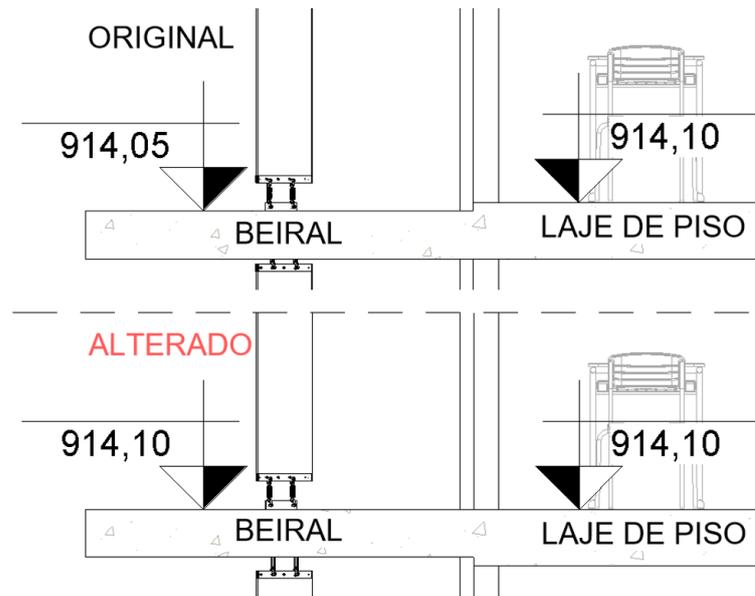
O primeiro ponto alterado foram os níveis dos beirais presentes no Projeto Arquitetônico, que, no terceiro pavimento estavam com a face superior elevada 5 centímetros em relação à laje interna e conseqüentemente 25 centímetros elevados em relação às lajes externas. Foi decidido por nivelar o beiral com as lajes externas para evitar a quebra de continuidade entre esses elementos, evitando o enrijecimento das vigas de apoio do beiral necessário por conta da torção provocada. Através da Figura 22 é possível visualizar através de um corte esta alteração.



Fonte: o Autor (2023).

Os beirais do segundo pavimento, que possuíam um rebaixo de 5 centímetros em relação às lajes do pavimento, foram elevados de modo que todo o pavimento ficasse nivelado, o que possibilitou uma continuidade adequada entre as lajes, minimizando deformações do centro das lajes do interior da edificação. A Figura 23 ilustra esta alteração.

Figura 23 – Alteração do nível do beiral do segundo pavimento



Fonte: o Autor (2023).

Para o beiral adjacente à região da escada, mostrado na Figura 18 onde não há continuidade entre lajes e a única opção de apoio para o equilíbrio estrutural é a viga, foi proposto à arquitetura a desmembração deste elemento em relação à estrutura da edificação por conta das deformações excessivas na ponta do balanço que excediam em 100% o limite imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Uma alternativa seria a instalação de uma estrutura de *Light Steel Framing*, que apresenta um peso total inferior ao concreto, e enchimentos de isopor para imitar o restante do beiral. Para possibilitar essa instalação, foi previsto uma carga aproximada nas vigas de apoio, que puderam ter suas dimensões reduzidas para 19 centímetros, juntamente com os pilares, sem maiores problemas para resistir às ações provocadas por esse novo beiral.

Para evitar vigas de transições, elementos que podem tornar o custo da estrutura significativamente maior, foi proposto o deslocamento de portas, alteração do comprimento e alinhamento das janelas presentes na edificação entre o térreo e o segundo pavimento. Dessa forma, existe a possibilidade de manter a continuidade do pilar da fundação até o topo da edificação.

Os ambientes do pavimento térreo que tiveram no mínimo uma esquadria deslocada, removida ou alterada foram os seguintes: Laboratório de Maquetes e Modelos, Laboratório de Instalações Hidráulicas, Eletrotécnicas e de Segurança do Trabalho, Laboratório de Mecânica dos Solos, Laboratório de Conforto Ambiental, Laboratório de Saneamento, Laboratório de

Mecânica dos Fluidos, Laboratório de Materiais de Construção Civil, sala de coordenação de Mestrado em Engenharia Sanitária e o depósito de materiais de limpeza.

Para o segundo pavimento, as esquadrias alteradas ou deslocadas foram nos seguintes ambientes: Sala 1, Sala 2, Modelagem Digital I, Modelagem Digital II e Modelagem Digital III.

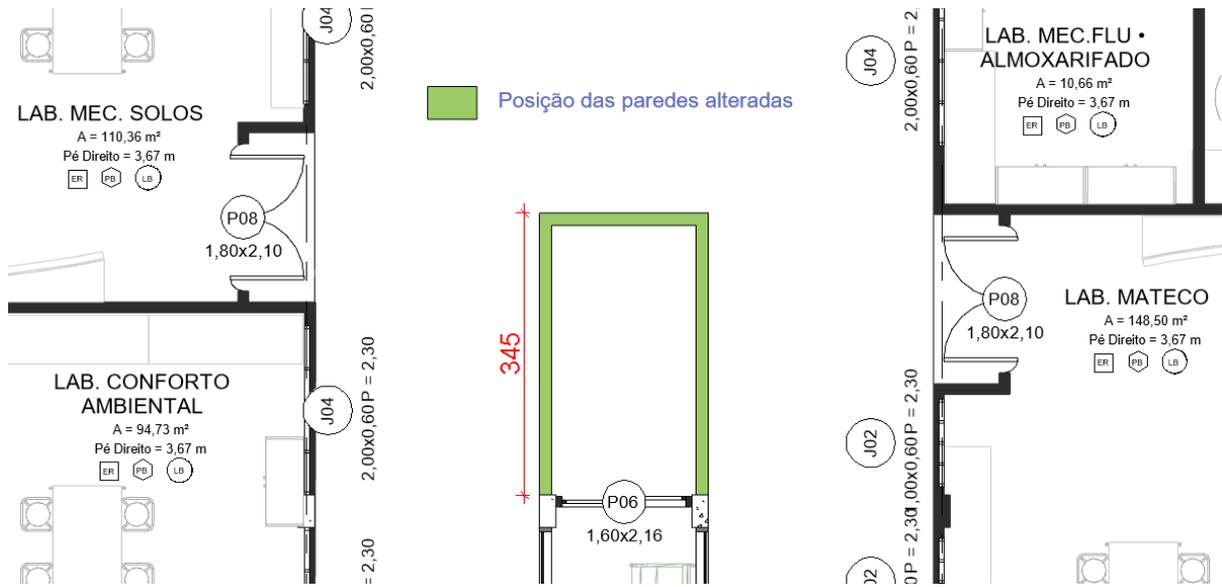
Dentre os jardins internos presentes na edificação, dois deles tiveram suas dimensões alteradas de modo que sua fronteira coincidisse com as juntas de dilatação definidas. Isso possibilitou uma simplificação na geometria das estruturas, além de evitar vão elevados. As Figuras 24 e 25 ilustram o resultado destas alterações.

Figura 24 – Alteração da extensão do jardim norte



Fonte: o Autor (2023).

Figura 25 – Alteração de extensão do jardim sul



Fonte: o Autor (2023).

Por fim, foi alterado a posição de três paredes presentes no pavimento térreo de modo que concordassem com as paredes do segundo pavimento e possibilitassem a continuidade dos pilares neste local. A parede de divisa entre o Laboratório de Mecânica dos Solos e o Laboratório de Conforto Ambiental foi deslocada 1 metro na direção do Laboratório de Mecânica dos Solos, como mostra a Figura 26.

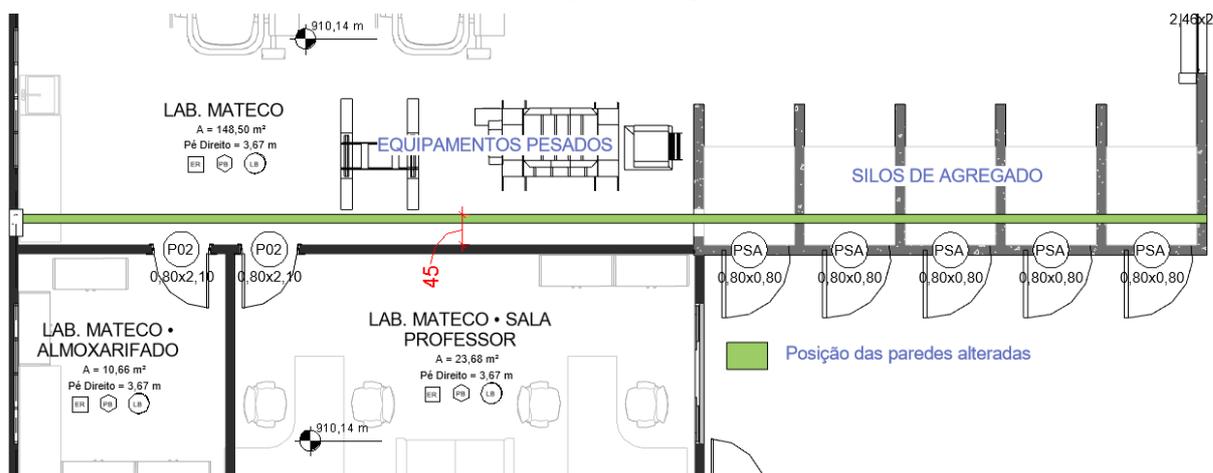
Figura 26 – Alteração da posição da parede de divisa do Laboratório de Mecânica dos Solos e do Laboratório de Conforto Ambiental – pavimento térreo



Fonte: o Autor (2023).

A parede que separa o almoxarifado e a sala do professor do Laboratório de Materiais de Construção Civil foi deslocada em direção ao laboratório 45 centímetros, ilustrado pela Figura 27.

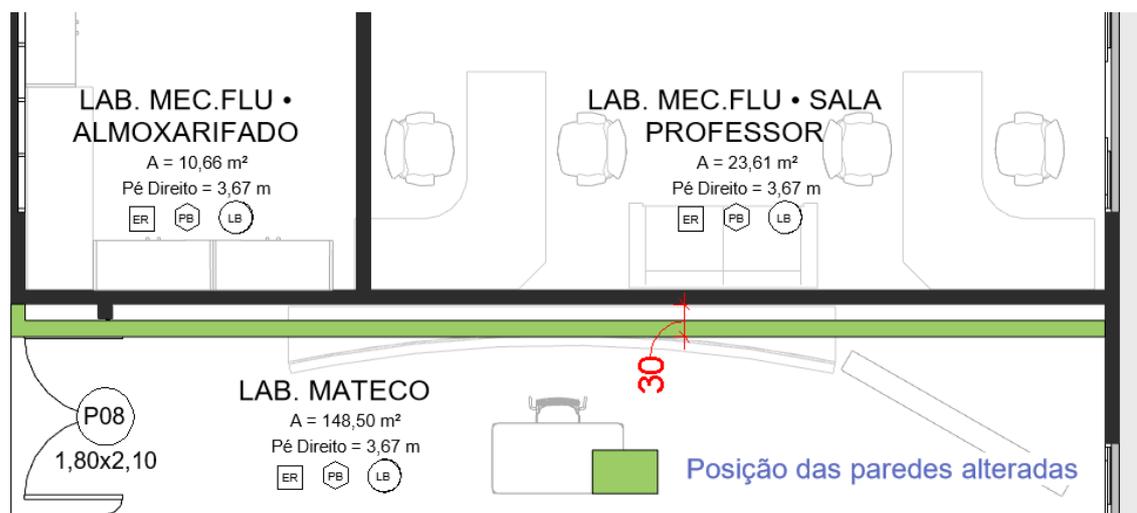
Figura 27 – Alteração da posição da parede de divisa do almoxarifado e sala do professor do Laboratório de Materiais de Construção Civil – pavimento térreo



Fonte: o Autor (2023).

Também foi deslocado em 30 centímetros, na direção do Laboratório de Materiais de Construção Civil, a parede que divide este laboratório do almoxarifado e sala do professor do Laboratório de Mecânica dos Fluidos. A alteração é representada pela Figura 28.

Figura 28 – Alteração da posição da parede de divisa do almoxarifado e sala do professor do Laboratório de Mecânica dos Fluidos e do Laboratório de Materiais de Construção Civil – pavimento térreo



Fonte: o Autor (2023).

4.9 PROCESSAMENTO NO CAD/TQS E ALTERAÇÕES

4.9.1 Primeiro processamento

Após ser realizado o primeiro processamento completo da estrutura, além de avisos leves e médios, o *software* acusou erros graves que precisaram ser corrigidos para dar sequência no projeto. Entre eles existiam pilares sem dimensionamento, lajes sem dimensionamento à flexão positiva e negativa, vigas falhando por conta de torção e cisalhamento, e desaprumo global considerável.

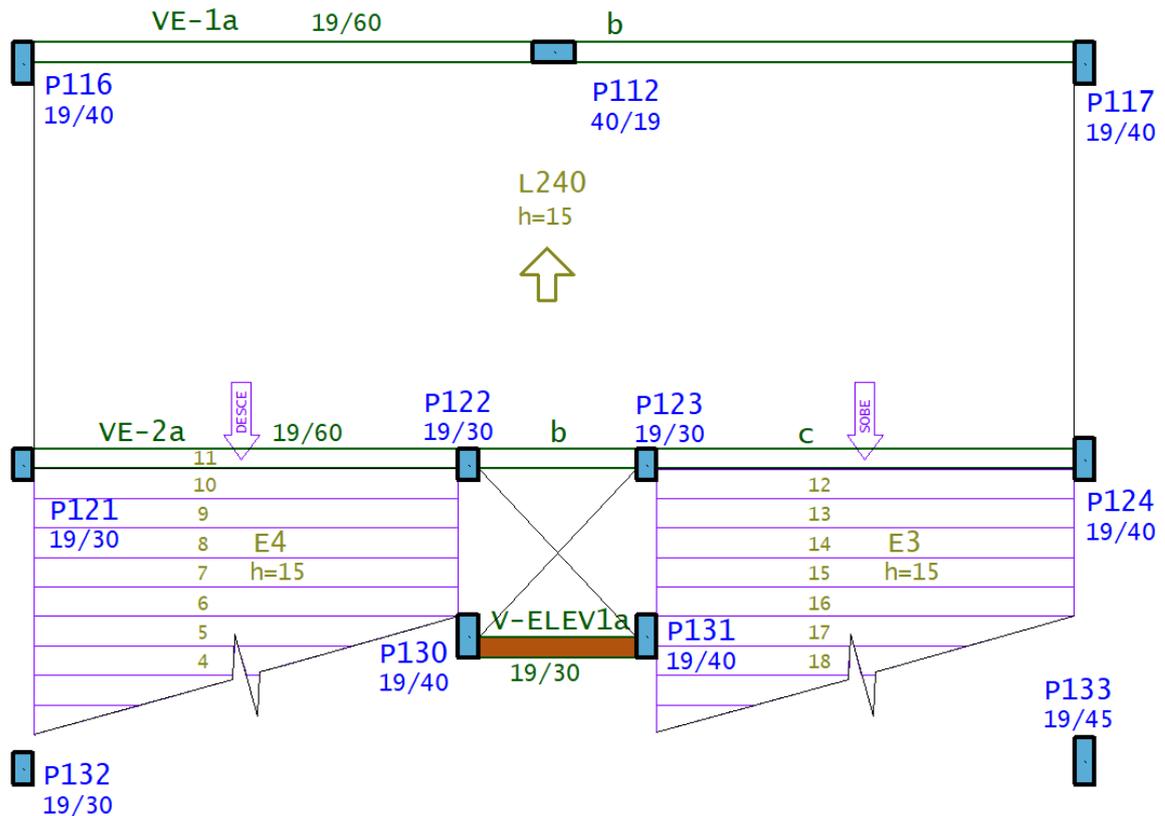
Inicialmente, foi dada atenção aos erros graves apresentados pelas lajes, presentes nos segundo e terceiro pavimentos. Através do editor rápido de armaduras das lajes foi constatado que algumas lajes do terceiro pavimento possuíam dimensões insuficientes para respeitar o estado-limite último de flexão por conta da maior carga presente neste pavimento. Apesar do momento negativo gerado pelos beirais em balanço, o momento positivo máximo presente inviabilizou as lajes com os maiores vãos.

Além do momento positivo excessivo, foi identificado alguns picos irreais de momento negativo, tanto no terceiro quanto no segundo pavimento, causados pela metodologia de análise de grelha, que foram corrigidos através de artifícios de modelagem como a imposição de capitéis fictícios com um divisor de inércia à flexão, com valor calculado conforme o valor do pico de esforço, para garantir uma plastificação da barra que apresentava uma rigidez artificialmente elevada, não condizente com a realidade.

As lajes do terceiro pavimento tiveram suas dimensões aumentadas para 45 centímetros de altura; já para as lajes do segundo pavimento, não houve necessidade de acréscimo, visto que as falhas das lajes deste pavimento estavam sendo originadas pelos picos citados no parágrafo anterior.

A escolha da modelagem da escada, sem um apoio intermediário, acabou provocando uma componente horizontal necessária para o equilíbrio estrutural deste elemento que levou a laje adjacente à falha por flexão composta normal por conta de tração excessiva em seu plano. Para evitar esta situação, foi reduzido o vão total da escada através da alocação de dois pilares, conectados por vigas, nas laterais da escada (pilares P121 e P124 e viga VE-2 mostradas na Figura 29). Isso possibilitou a redução da espessura da escada, que foi fixada em 15 centímetros.

Figura 29 – Disposição dos elementos estruturais na região da escada (pavimento intermediário entre o térreo e o segundo pavimento)



Fonte: o Autor (2023).

As únicas vigas que apresentaram erros graves foram as vigas que serviam de apoio para o beiral da região da escada, por conta de esforços de torção e cisalhamento excessivos. Estas vigas tiveram sua menor dimensão aumentada para 24 centímetros para garantir um melhor comportamento frente a esses esforços. Para evitar excentricidades e problemas de detalhamento na ligação destas vigas com os pilares que as apoiam, os pilares em contato com estas vigas tiveram também sua menor dimensão aumentada para 24 centímetros.

Os erros graves apresentados pelos pilares foram ignorados nesta etapa para serem analisados somente quando as lajes e vigas estivessem respeitando os estados-limites últimos e de serviço, visto que a disposição e tamanho desses elementos ainda poderão ser variados, consequentemente impactando o dimensionamento dos pilares.

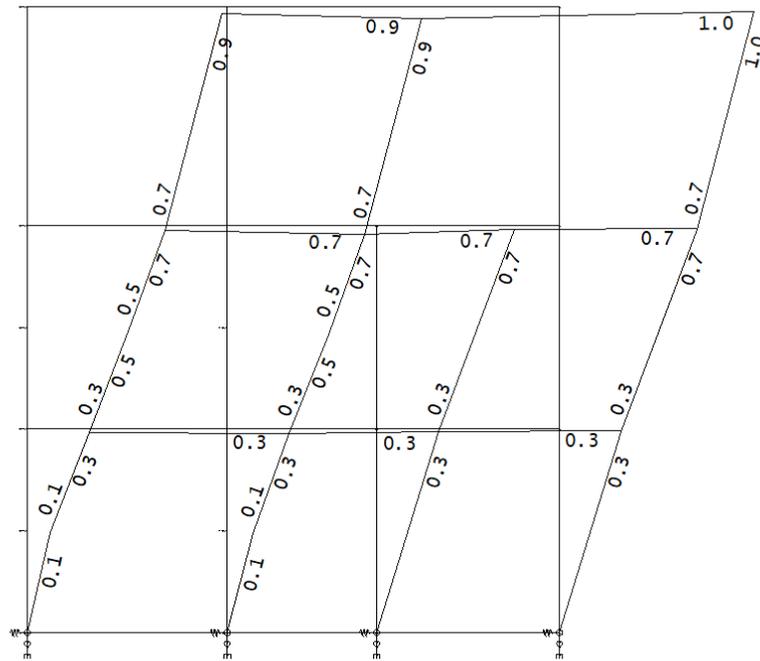
Para o erro grave relacionado à estabilidade global do edifício, foram adaptados os coeficientes de arrasto para simular as ações de desaprumo, conforme orientado pelo item 11.3.3.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Evitou-se assim a inserção de cargas de desaprumo no modelo, o que levaria a um aumento expressivo na quantidade de combinações a serem analisadas. Os coeficientes de arrasto fictícios para a consideração artificial do desaprumo

foram atualizados na aba de carga de vento para 1,375 nas direções 90 e 270° e 1,483 nas direções 0 e 180°.

4.9.2 Alterações posteriores relacionadas ao estado-limite último

Reprocessando a estrutura, os erros graves referentes aos pilares se mantiveram, o que era esperado; porém, como foram alterados os coeficientes de arrasto para simular também o desaprumo, o erro grave de deslocamento horizontal alto no pórtico surgiu. A Figura 30 mostra o pórtico com o maior deslocamento horizontal do edifício juntamente com os valores de deslocamentos em centímetros. Este erro grave será solucionado no processo de viabilização dos pilares, visto que o enrijecimento destes elementos é efetivo para ambos os erros.

Figura 30 – Pórtico com o maior deslocamento horizontal

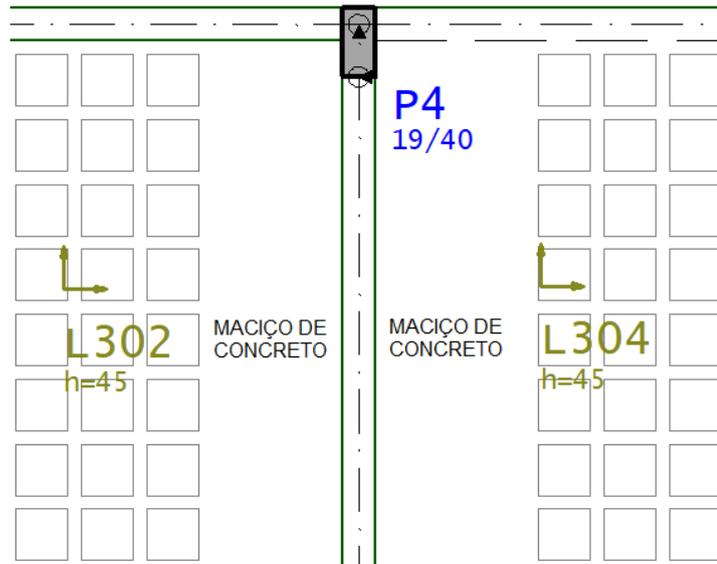


Fonte: o Autor (2023).

Apesar de as lajes do terceiro pavimento, agora com 45 centímetros de altura, não possuírem problemas para resistir os momentos positivos e negativos presentes, o cálculo acusou armaduras de cisalhamento em grande quantidade em todos os bordos das lajes. Considerando que não é usual e nem simples utilizar armadura de cisalhamento em lajes, foi optado por tentar evitar essa necessidade.

Inicialmente, para resistir à essas tensões cisalhantes, foram deixadas regiões maciças de concreto nas lajes, posicionados perto aos apoios, como ilustra a Figura 31, região onde a concentração deste tipo de esforço é mais elevada. Essa tentativa não teve sucesso por conta do aumento do peso causado pela retirada dos enchimentos, o que voltou a gerar problemas de flexão.

Figura 31 – Laje nervurada com regiões maciças de concreto próximas aos apoios



Fonte: o Autor (2023).

Através da ferramenta duplicar edifício do CAD/TQS foram criados vários modelos iguais ao original no intuito de variar altura e largura de nervuras, dimensões dos enchimentos e até mesmo espessura de capa para viabilizar estas lajes sem armaduras para resistir ao cisalhamento.

A altura total das lajes deste pavimento foi limitada em 45 centímetros no intuito de não afetar negativamente a arquitetura da edificação. Com uma laje de 45 centímetros de altura, sendo 5 centímetros de capa e 40 centímetros de nervura, nervuras com largura de 15 centímetros e enchimentos quadrados de 60 centímetros, foi possível evitar esforços de cisalhamento consideráveis de modo que as nervuras tivessem seção o suficiente para resistir às tensões cisalhantes sem a presença de armadura. Porém, pelo fato de a distância entre eixos de nervuras ter sido aumentado, esta laje apresentou problemas para resistir à momentos positivos e negativos.

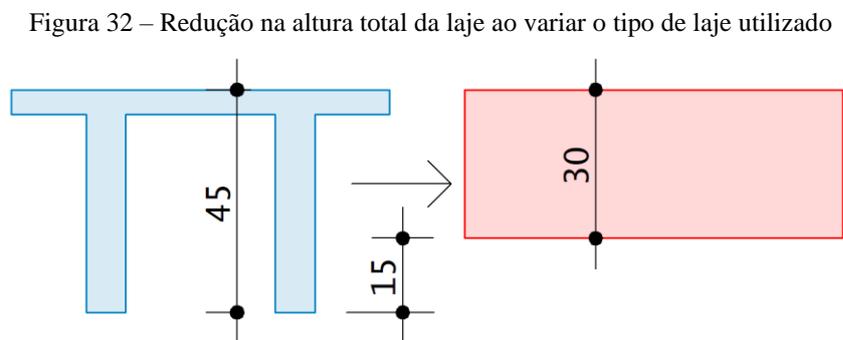
Como a utilização de lajes nervuradas não trouxe resultados satisfatórios, considerando as limitações impostas pela arquitetura e aspectos construtivos, foi alterado o tipo

de laje utilizado no terceiro pavimento para lajes maciças, que foram lançadas no modelo com uma espessura de 30 centímetros.

Após o processamento da estrutura com as lajes alteradas, foi constatado que esta laje não possuía problemas em resistir aos esforços de flexão e, por possuir uma área de concreto considerável, não havia necessidade de armadura de cisalhamento. Como a utilização de lajes maciças implica na utilização de fôrmas em todo a sua face inferior, as lajes do segundo pavimento e da cobertura também foram alteradas para maciças, possibilitando a reutilização destas fôrmas.

As lajes do segundo pavimento foram modeladas com uma espessura de 22 centímetros, espessura inferior à do terceiro pavimento pelo fato da carga permanente presente nesse pavimento ser três vezes menor, implicando em uma necessidade de rigidez menor.

Apesar de provocar pilares mais robustos por conta do aumento do peso global da estrutura, foi possível manter um impacto mínimo no pé-direito dos ambientes e uma maior simplicidade para a execução destas lajes. A Figura 32 apresenta a redução total de altura possível do terceiro pavimento com a troca do sistema adotado para as lajes.



Fonte: o Autor (2023).

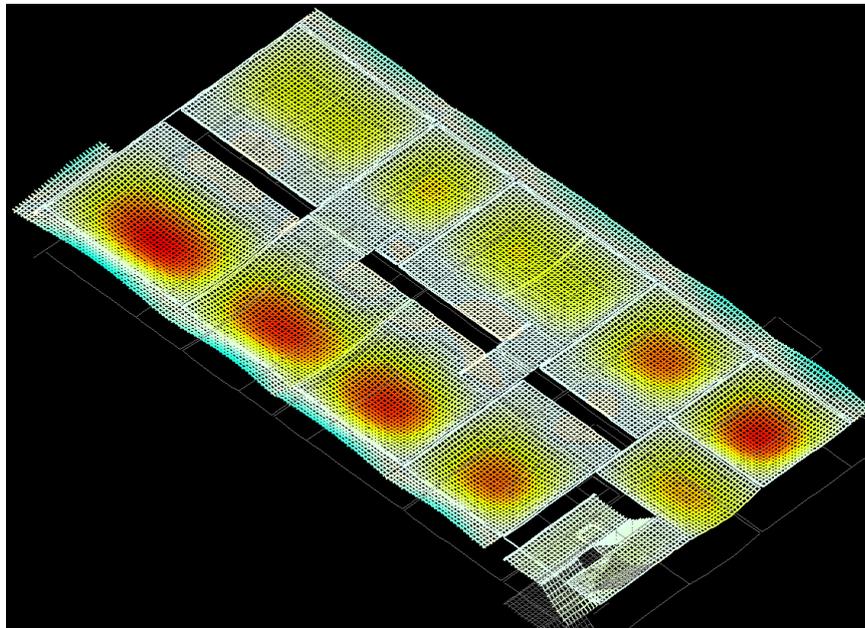
4.9.3 Alterações posteriores relacionadas ao estado-limite de serviço

Tendo as lajes e vigas estabelecidas e respeitando o estado-limite último, partiu-se para a análise dos estados-limites de serviço da estrutura, primeiramente pela análise das deformações em vigas através da grelha linear. Para o pavimento térreo, nenhuma viga apresentou problema de deformações excessivas por conta da previsão dos apoios intermediários em vãos consideráveis em que a rigidez da própria viga não fosse suficiente.

Tanto no segundo e terceiro pavimentos quanto na cobertura, não houve nenhuma viga com problemas de deslocamentos excessivos, não sendo necessária alteração de dimensões nestes elementos.

Para a análise das deformações das lajes referentes à aceitabilidade sensorial foi utilizado a grelha linear para obter a magnitude desses valores e a grelha não-linear para análise final e tomada de decisão. A grelha não-linear apresenta uma maior precisão nos resultados por conta de sua análise mais refinada que trata a fluência de forma mais realista, considerando, inclusive, as armaduras dimensionadas para os elementos. A Figura 33 traz uma vista isométrica dos deslocamentos do terceiro pavimento no módulo de grelha não-linear do CAD/TQS.

Figura 33 – Deformações do terceiro pavimento visualizadas pela grelha não-linear



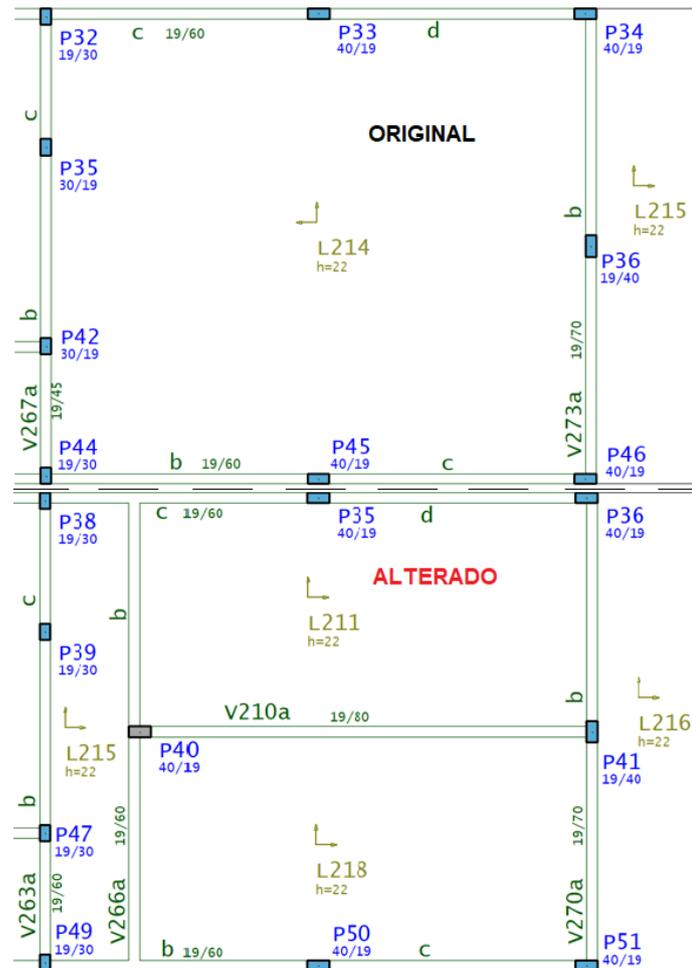
Fonte: o Autor (2023).

As lajes do pavimento cobertura não tiveram problemas de deformação excessiva, sendo 1 centímetro a deformação máxima na ponta do beiral. Para o terceiro pavimento, a laje L313 e o beiral vinculado à essa laje L312 tiveram deformações excedendo 5% do limite, como essa deformação desrespeita o limite por muito pouco, foi optado inicialmente por enrijecer os apoios desta laje, que estavam parte em balanço.

No segundo pavimento, ocorreram os maiores problemas de deformações excessivas causados pela menor espessura das lajes e a ocorrência de alvenarias sobre laje. Nessa etapa, além de verificado o estado-limite de serviço de aceitabilidade sensorial, foi checado o efeito das deformações em elementos não estruturais como as alvenarias.

Para os banheiros, originalmente tinha sido utilizado uma laje para suportar toda a carga do ambiente, porém, tanto a aceitabilidade sensorial quanto o efeito em elementos não-estruturais não estavam tendo os limites impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) respeitados. Foi optado por alterar a concepção estrutural desta região, inserindo um pilar e vigas para diminuir o vão desta laje, tendo agora três lajes no total, todas mantidas com 22 centímetros de espessura. A Figura 34 demonstra essa alteração.

Figura 34 – Alteração na concepção estrutural da região dos banheiros



Fonte: o Autor (2023).

Nas lajes L235 e L238, foi necessário, além de aumentar a espessura total para 24 centímetros, aumentar a altura das vigas de apoio em 10 centímetros por conta de deformações relevantes, apesar de estarem dentro dos limites. As vigas V237, V244, V261 e V268 que possuíam seção de (19x70) centímetros foram alteradas para a seção de (19x80) centímetros.

A L242 apresentou deformações excessivas mesmo possuindo vãos menores quando comparada com as lajes anteriores e isso se deu por conta de não possuir continuidade em

nenhum de seus bordos, apenas em um trecho do bordo esquerdo em planta. A falta de continuidade impede momentos negativos já que as vigas que possuem 19 centímetros de largura não possuem rigidez suficiente para absorver o momento fletor das lajes como momento torçor. Esta laje também teve sua espessura aumentada para 24 centímetros.

O beiral da região da escada que não possui continuidade com lajes internas estava apresentando deformações expressivas, representando 200% do limite imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Foi proposto à arquitetura que este beiral fosse instalado posteriormente à execução da estrutura sendo composto por um material mais leve que o concreto armado, como uma estrutura metálica e finalizado com um acabamento para imitar o restante do beiral.

Essa mudança de material possibilitou retornar os elementos que tinham suas dimensões aumentadas para 24 centímetros de volta para 19 centímetros, de forma que ainda seja possível resistir aos esforços gerados pelo novo beiral através da previsão de cargas aproximadas aplicadas no modelo estrutural.

Através da grelha não-linear, foram verificadas as aberturas de fissuras presentes em todos os pavimentos, e, considerando o limite da NBR 6118 (ABNT, 2014) sendo 0,3 mm para a classe de agressividade ambiental II, constatou-se que apenas algumas vigas possuíam aberturas da ordem de 0,40 mm em sua face superior.

Com a calculadora de abertura de fissuras oferecida pelo módulo da grelha não-linear, percebeu-se que a armadura negativa inicialmente detalhada pelo CAD/TQS nestas vigas estava presente em um número ímpar, sendo concentrada uma maior quantidade de um dos lados da viga, onde a fissura respeitava o limite, e uma quantidade menor do outro lado, onde a fissura ultrapassava o limite.

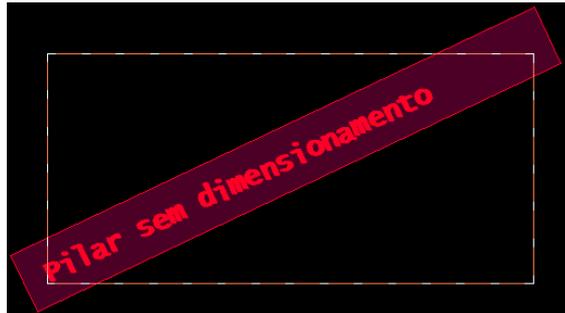
Ao se espelhar as armaduras, adicionando uma barra de mesmo diâmetro na armadura negativa, foi recalculado a abertura de fissuras que passou a respeitar o limite. Na etapa de detalhamento de vigas será garantido que o estado-limite de abertura de fissuras seja respeitado através do detalhamento imposto na calculadora de abertura de fissuras.

4.9.4 Alterações nos pilares

A primeira análise feita para os pilares foi referente aos erros graves apresentados por estes elementos. Através do relatório de pilares disponibilizado pelo CAD/TQS, foram listados os elementos que apresentaram falha e não foram dimensionados. Em sua maioria, os pilares nesta situação foram os pilares que apresentavam uma grande área de influência, ocasionando em uma carga normal elevada no primeiro lance, no térreo.

Com os pilares não dimensionados constatados, foi acessado o módulo “Edição rápida de armaduras” de pilares do CAD/TQS e imposto uma armadura a estes pilares, visto que por não terem sido dimensionados, não tinham sido detalhadas armaduras para as seções, impossibilitando a análise precisa do comportamento destes elementos. A Figura 35 apresenta a tarja imposta na seção sem dimensionamento de pilares com falha estrutural.

Figura 35 – Tarja de pilar sem dimensionamento imposta pelo CAD/TQS



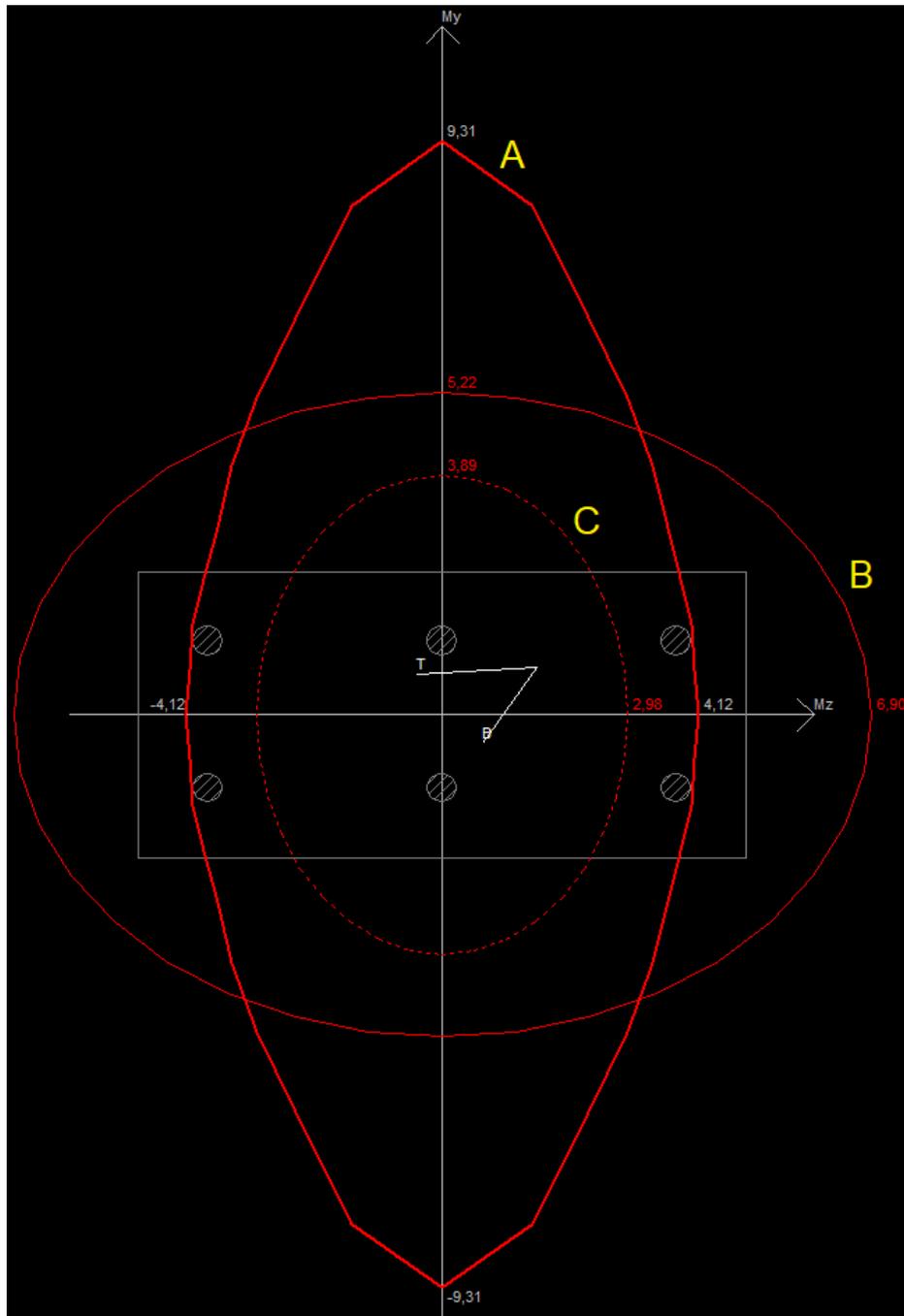
Fonte: o Autor (2023).

Com um arranjo qualquer de armaduras imposta à essas seções, foi acionado o comando “Efeitos locais” no editor rápido de armadura de pilares para a análise individual de cada um destes elementos. Este comando lista todos os casos de combinações do pórtico espacial e informa quais combinações geraram falha no pilar.

Buscando a combinações mais desfavorável para os pilares, foi verificado que todos os pilares que não haviam sido dimensionados não possuíam a capacidade para resistir à envoltória de momentos mínima gerada pelo momento mínimo. Pilares que possuem uma elevada carga normal tendem a possuir uma envoltória de momentos mínimos, amplificada pelos efeitos de segunda ordem, superior à envoltória resistente.

Tomando o P11 como exemplo, através da Figura 36 é possível identificar as seguintes elipses: (A) envoltória de momentos resistentes; (B) envoltória de momentos mínimos amplificados pelos efeitos de segunda ordem locais; (C) envoltória de momentos mínimos de primeira ordem. Através desta análise, foi constatado que o momento resistente no eixo z local do P11 era insuficiente para englobar a envoltória B. Considerando a convenção vetorial de momentos apresentadas pela análise, a maneira mais eficiente de resolver este problema é aumentando a menor dimensão do P11, que originalmente era 19 centímetros, para 22 centímetros.

Figura 36 – Envoltórias de momentos mínimos e resistentes do P11



Fonte: o Autor (2023).

Com esta análise realizada para todos os pilares, a estrutura foi reprocessada e resultou na inexistência de erros graves em pilares, porém, ao reanalisar o relatório de pilares, foi constatado que alguns dos pilares alterados apresentavam força normal adimensional elevada e taxas de aço, nas regiões de emendas, muito próximas ao limite normativo de 8%, trazido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Considerando a seção reduzida e a alta carga normal dos pilares, a tensão normal apresentada provocou a imposição de armaduras para suportar a compressão, o que é

economicamente desinteressante, visto que é possível adquirir uma elevada resistência à compressão por um preço muito inferior ao se ampliar a seção de concreto do pilar.

Os pilares com as maiores taxas de aço tiveram sua seção aumentada para (22x50) cm e os pilares com taxas de aço elevadas, porém, ainda afastadas do limite normativo, tiveram sua seção aumentada para (22x45) cm. Houve ainda, pilares que não tiveram problemas com as envoltórias de momentos, ou seja, ainda tinham como sua menor dimensão 19 cm, com elevadas taxas de aço. Com a mesma tratativa, foi aumentada a maior dimensão destes pilares para reduzir a tensão normal da seção sem invadir a arquitetura.

Posteriormente, foi reprocessada a estrutura novamente foram analisados os arranjos de armadura escolhidos pelo CAD/TQS, que foram modificados para garantir uma execução mais simplificada e com uma maior padronização, evitando assim uma grande quantidade de pilares com seções iguais e armaduras divergentes.

Com os resultados do último processamento realizado, foi possível identificar que o erro grave de deslocamento alto no pórtico foi eliminado ao se enrijecer os pilares da estrutura, o que garantiu uma maior indeslocabilidade do pórtico espacial frente às ações horizontais.

4.10 DETALHAMENTO FINAL

Para o detalhamento final dos elementos estruturais, foi realizada uma revisão individual de cada laje, viga e pilar de modo a garantir uma otimização no corte e dobra das barras de aço, além de facilitar a execução.

O detalhamento das lajes foi revisado em conjunto com os diagramas de momento fletor para evitar emendas de barras de aço que podem ter sido geradas automaticamente pelo CAD/TQS em um apoio onde a rigidez não foi suficiente para gerar momento negativo na laje e manteve um momento positivo, por exemplo. Onde não foi possível evitar as emendas de barras, foi calculada manualmente a emenda por traspasse de barras tracionadas e corrigido onde necessário.

No detalhamento das vigas, foram uniformizadas as faixas de estribos no intuito de evitar confusões geradas por vigas com muitas faixas de estribos com bitolas e espaçamentos diferentes. Em muitos casos, foi aumentada a área de aço de uma faixa de estribo para igualar à faixa adjacente e garantir uma maior simplicidade na armação destas vigas.

Foi também evitado dispor barras longitudinais distribuídas em muitas camadas, visto que, quanto mais distante do bordo tracionado, menor a eficiência da armadura. Para isso, foi

diminuída a quantidade total de barras e aumentada a bitola, garantindo que a área de aço seja superior à original.

Para os pilares, foi uniformizado o arranjo da maior quantidade de pilares possível de pilares com a seção idêntica, de modo que não fosse necessário um volume muito grande de pranchas para a impressão do detalhamento destes elementos. Assim forneceu-se apenas uma armação com identificação diferenciada para uma maior quantidade de elementos.

Para os pilares com barras longitudinais com diâmetros iguais ou superiores a 16 mm, foi detalhado uma faixa de estribos com um menor espaçamento na região de emendas para garantir uma transferência de esforços adequada entre as barras.

Os arranques dos pilares, com exceção do P201 e P202 que nascem em vigas, não foram detalhados por conta de ser desconhecido o tipo de fundação que será utilizada, o que impossibilita o conhecimento da altura disponível para emenda das barras entre a fundação e os pilares. Caso a altura da mesoestrutura seja insuficiente para ancorar as barras longitudinais dos pilares, será necessário aumentar a quantidade de barras do arranque para diminuir a tensão individual atuante em cada barra, conseqüentemente, diminuindo o comprimento de ancoragem necessário.

Além disso, nos detalhamentos de todos os elementos estruturais, foi garantido que não houvesse nenhuma sobreposição de elementos e textos para a correta compreensão do Projeto Estrutural pelo responsável pela execução e sua equipe.

A Tabela 11 traz todas as seções definidas para os elementos estruturais classificados de acordo com o pavimento, exceto os pilares, que, por não possuírem variação de seção em nenhum pavimento, tem dimensões constantes em toda sua extensão. As dimensões dos elementos estão expressas em centímetros, sendo h a espessura das lajes, b a menor dimensão dos elementos lineares e h a maior dimensão.

Tabela 11 – Resumo das seções escolhidas para os elementos estruturais

Pavimento	Lajes(h)	Vigas(bxh)	Pilares(bxh)
Térreo	--	19x50	19x19
Segundo	15	19x30; 19x45;	19x30
	22	19x60; 19x70;	19x40
	24	19x80; 19x100	19x45
Terceiro		19x30; 19x45;	22x30
	15	19x60; 19x70;	22x40
	30	19x80; 19x90;	22x45
		19x100; 19x110	22x50
Cobertura	15	19x60; 19x70	

Fonte: o Autor (2023).

4.11 PRANCHAS GERADAS E QUANTITATIVO DE AÇO

A emissão de pranchas do Projeto Estrutural resultou em um total de 39 pranchas, todas indicadas na Tabela 12, relacionando número, nome e conteúdo de cada uma. O quantitativo total de aço é trazido pela Tabela 13.

Tabela 12 – Distribuição de pranchas

NÚMERO	NOME	CONTEÚDO
000	1-EST-PE-000-R00	LISTA DE PRANCHAS
001	1-EST-PE-001-R00	LOCAÇÃO E CARGAS
002	1-EST-PE-002-R00	FORMAS TÉRREO
003	1-EST-PE-003-R00	FORMAS SEGUNDO
004	1-EST-PE-004-R00	FORMAS TERCEIRO E COBERTURA
005	1-EST-PE-005-R00	CORTES
006	1-EST-PE-006-R00	ARMAÇÃO DE PILARES
007	1-EST-PE-007-R00	ARMAÇÃO DE PILARES
008	1-EST-PE-008-R00	ARMAÇÃO DE PILARES
009	1-EST-PE-009-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
010	1-EST-PE-010-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
011	1-EST-PE-011-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
012	1-EST-PE-012-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
013	1-EST-PE-013-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
014	1-EST-PE-014-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TÉRREO
015	1-EST-PE-015-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
016	1-EST-PE-016-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
017	1-EST-PE-017-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
018	1-EST-PE-018-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
019	1-EST-PE-019-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
020	1-EST-PE-020-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
021	1-EST-PE-021-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - SEGUNDO
022	1-EST-PE-022-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
023	1-EST-PE-023-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
024	1-EST-PE-024-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
025	1-EST-PE-025-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
026	1-EST-PE-026-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
027	1-EST-PE-027-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO
028	1-EST-PE-028-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - TERCEIRO/COBERTURA
029	1-EST-PE-029-R00	ARMAÇÃO DE VIGAS - COBERTURA
030	1-EST-PE-030-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - SEGUNDO
031	1-EST-PE-031-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - SEGUNDO
032	1-EST-PE-032-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - SEGUNDO
033	1-EST-PE-033-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - SEGUNDO
034	1-EST-PE-034-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - TERCEIRO
035	1-EST-PE-035-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - TERCEIRO
036	1-EST-PE-036-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - TERCEIRO
037	1-EST-PE-037-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - TERCEIRO
038	1-EST-PE-038-R00	ARMAÇÃO DE LAJES - COBERTURA
039	1-EST-PE-039-R00	ARMAÇÃO DE ESCADAS

Fonte: o Autor (2023).

Tabela 13 – Quantitativo de aço

Bitola(mm)	Peso(kg)
5	5897
6,3	2765
8	13984
10	42572
12,5	19994
16	11684
20	1375
25	2129

Fonte: o Autor (2023).

O Projeto Estrutural completo está apresentado no Apêndice A.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi elaborado o Projeto Estrutural dos setores 2 e 3 do novo Bloco E do Campus de Uvaranas da Universidade Estadual de Ponta Grossa, tendo por base o Projeto Arquitetônico desenvolvido por Oliveira (2021), com a proposta de algumas alterações arquitetônicas para viabilizar o sistema estrutural em concreto armado.

Através da realização deste trabalho foi possível trabalhar todas as áreas necessárias para o desenvolvimento de um Projeto Estrutural completo. Foram colocados em prática todos os conhecimentos teóricos absorvidos durante os anos de graduação no processo de resolução dos desafios apresentados pela arquitetura.

Ficou evidente a importância do conhecimento do engenheiro projetista, em relação à análise crítica da estrutura, para julgar se os resultados trazidos pelo *software* de cálculo representam a realidade ou uma inconsistência de modelagem. Os conceitos de Mecânica Estrutural se mostram indispensáveis nesta etapa para a correta interpretação do funcionamento da estrutura.

O detalhamento das estruturas de concreto armado são o produto de um Projeto Estrutural e os únicos objetos que são enviados à obra são as pranchas geradas nesta etapa. Por isso, garantir que o que foi detalhado é possível ser executado de forma que a estrutura se comporte conforme a hipótese de cálculo mostra-se de suma importância.

O projeto realizado buscou, além de viabilizar a construção através de uma estrutura que respeite tanto os estados-limites últimos quanto de serviço, evitar impactar negativamente a arquitetura, fornecer uma estrutura com um comportamento adequado, considerando inclusive a situação de incêndio, e proporcionar o máximo de informações possíveis através de detalhamentos adequados.

Previamente à execução do Novo Bloco E, sugere-se o desenvolvimento de um Projeto Estrutural com a utilização de lajes protendidas. É de grande importância o desenvolvimento de uma orçamentação completa e detalhada tanto do projeto desenvolvido neste trabalho como na situação utilizando lajes protendidas. Como o Projeto Arquitetônico trouxe como desafios grandes vãos, a protensão pode vir a ser mais atraente no quesito de economia.

Além da protensão, sugere-se o desenvolvimento de um Projeto Estrutural com o sistema construtivo em concreto pré-moldado, que se caracteriza como outra opção possível para a construção do Novo Bloco E. Essa opção poderá trazer vantagens como a agilidade em sua montagem, apesar dos custos de transporte dos elementos.

Sugere-se também o desenvolvimento do Projeto de Fundações do Novo Bloco E, assim que realizadas as sondagens do terreno e que tenha sido finalizada a comparação de custos das estruturas, para obter-se os dados necessários da solução estrutural mais econômica e viável para a construção.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: DUNAS, 2014. 314 p. v. 1.
- ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande: DUNAS, 2021. 316 p.
- ARCELORMITTAL. **Vergalhão ArcelorMittal CA 60 Nervurado**. Disponível em: <https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/vergalhao-arcelormittal-ca-60-nervurado>. Acesso em 21 de abril de 2023.
- AREDE. **UEPG prospecta abertura de cinco cursos de graduação**. Disponível em: <https://arede.info/ponta-grossa/269347/uepg-prospecta-abertura-de-cinco-cursos-de-graduacao?d=1>. Acesso em 13 de maio de 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Versão corrigida, 2013 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- ELEVADORES ZENIT. **Ficha técnica – Elevador unifamiliar ASTRON**. Disponível em: <<https://www.elevadoreszenit.com.br/arquivos/elevador-residencial.pdf>>. Acesso em 27 de setembro de 2023.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto armado**. UNESP, 2019. Disponível em: wwwp.feb.unesp.br/pbastos. Acesso em 19 de dezembro de 2022.

BASTOS, P. S. **Lajes de concreto armado**. UNESP, 2019. Disponível em: wwwp.feb.unesp.br/pbastos. Acesso em 22 de abril de 2023.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2017. 415 p.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M.; **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013. 617 p. v. 2.

GERDAU. **Vergalhão Gerdau GG 50**. Disponível em: <https://www2.gerdau.com/pt-br/produtos/vergalhao-gerdau>. Acesso em 21 de abril de 2023.

INTERNATIONAL GREEN ROOF ASSOCIATION. **A Quick Guide to Green Roofs**. Disponível em: <https://yumpu.com/en/document/view/21845403/a-quick-guide-to-green-roofs-international-green-roof-association>. Acesso em 21 de agosto de 2023.

KIHARA, Y. O desenvolvimento do concreto no Brasil. **Associação Brasileira de Cimento Portland**. São Paulo, 1984.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 305 p. v. 1.

OLIVEIRA, D. V. **Projeto arquitetônico do novo bloco E da Universidade Estadual de Ponta Grossa**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Ponta Grossa, 2021.

SANTOS, J. S. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 126 p.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA. **FUI - Fácil, Único e Integrado**. Disponível em: <https://fui.uepg.br>. Acesso em: 16 de abril de 2023.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA. **Universidade**. Disponível em: <https://www.uepg.br/universidade/>. Acesso em: 15 de abril de 2023.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA. **UEPG inaugura obras no valor de R\$ 1,3 mi, nesta sexta**. Disponível em: <https://portal.uepg.br/noticias.php?id=12208>. Acesso em: 20 de maio de 2023.

**APÊNDICE A – PROJETO ESTRUTURAL DO NOVO BLOCO E DA
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA**

O projeto estrutural está armazenado na pasta compartilhada pelo link a seguir:

[https://drive.google.com/drive/folders/1zp1TfP--cNLjUUB2Z7Tle6prT0yX6KP-
?usp=drive_link](https://drive.google.com/drive/folders/1zp1TfP--cNLjUUB2Z7Tle6prT0yX6KP-?usp=drive_link)

**ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO DO NOVO BLOCO E DA
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA**

O projeto arquitetônico está armazenado na pasta compartilhada pelo link a seguir:

<https://drive.google.com/drive/folders/1xNTsBYFuaOZbKpz6mF32wwmIyqqoQ9XT?usp=sharing>