

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (USP)
ESCOLA POLITÉCNICA

Felipe Mendonça Chiocchetti
Mateus Mera Barbosa
Rodolfo Pereira Lima Torres
Vinícius Daniel da Silva Marques

**Estudo analítico de estruturas metálicas e de concreto armado em
edifício-garagem**

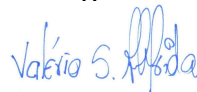
São Paulo
2023

FELIPE MENDONÇA CHIOCCHETTI
MATEUS MERA BARBOSA
RODOLFO PEREIRA LIMA TORRES
VINÍCIUS DANIEL DA SILVA MARQUES

**Estudo analítico de estruturas metálicas e de concreto armado em
edifício-garagem**

Versão Original

Monografia apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo, EPUSP, como
parte dos requisitos para obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.



Orientador: Prof. Dr. Valério da Silva Almeida

São Paulo

2023

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Catálogo-na-publicação

Chiocchetti, Felipe Mendonça

Estudo analítico entre estruturas metálicas e de concreto armado em edifício-garagem / F. M. Chiocchetti, M. M. Barbosa, R. P. L. Torres, V. D. S. Marques -- São Paulo, 2023.

124 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Estruturas de concreto armado 2.Estruturas de aço 3.Edificações
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t. III.Barbosa, Mateus Mera
IV.Torres, Rodolfo Pereira Lima V.Marques, Vinícius Daniel da Silva

CHIOCCHETTI, Felipe Mendonça; BARBOSA, Mateus Mera; TORRES, Rodolfo Pereira Lima; MARQUES, Vinícius Daniel da Silva.

Estudo analítico de estruturas metálicas e de concreto armado em edifício-garagem

Monografia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, como parte dos requisitos para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 08 / 01 / 2024

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr.	<u>Valério da Silva Almeida</u>
Instituição	<u>Escola Politécnica da USP</u>
Julgamento	<u>Aprovado - 10,00</u>
Nome	<u>Carlos Humberto Martins</u>
Instituição	<u>Universidade Estadual de Maringá</u>
Julgamento	<u>Aprovado - 10,00</u>
Nome	<u>Mauricio Rogério Ramos Ribeiro</u>
Instituição	<u>Promon Engenharia</u>
Julgamento	<u>Aprovado - 10,00</u>

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho a nós autores: Felipe, Mateus, Rodolfo e Vinícius, pois quando todas as outras luzes se apagaram, apenas as nossas permaneceram acesas na busca dos requisitos da formalidade do saber.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos às nossas respectivas famílias que nos proveram condições para ingressar e permanecer na universidade por estes anos. Obrigado por nos apoiar de alguma forma, mesmo a distância; também agradecemos pelos momentos de não apoio, porque assim pudemos reforçar nossos sentidos individuais como adultos e profissionais, não apenas como integrantes de grupos diversos.

Somos também gratos aos nossos amigos. Ao adentrarmos a universidade, éramos como personagens iniciando um capítulo, inocentes diante do desafio monumental que em breve se revelaria. A faculdade se transformou rapidamente na arena de nossas vidas, nos desafiando além dos limites conhecidos. A jornada acadêmica transcendeu a mera busca pelo conhecimento formal, tornando-se uma trajetória de superação pessoal. Essa missão não seria possível sem o apoio e colaboração essencial dos nossos colegas, que evoluíram de meros desconhecidos para conselheiros, aliados e verdadeiros amigos. Cada conquista e desafio compartilhado entre nós tornou nossa jornada mais rica e gratificante.

Expressamos apreciação ao Prof. Dr. Valério por ter aceitado ser nosso orientador nesta jornada. Seu apoio, disponibilidade e paciência foram de grande importância para tornar a elaboração deste estudo mais agradável. E, neste contexto, agradecemos aos membros das bancas examinadoras por suas experiências e por apresentarem comentários acerca do tema discutido.

Ainda, não poderíamos deixar de citar a importância do escritório Pedreira Ônix e seus envolvidos por terem permitido o acesso às plantas de arquitetura de alguns edifícios-garagem, além de nos ajudarem com o detalhamento dos elementos em concreto armado para que pudéssemos elaborar nossas análises embasadas em projetos reais. Ainda, não podemos esquecer do Eng. Jonathan Gonzalez Rodrigues por encarecidamente assistir a confecção da estrutura metálica no TQS, nos dando dicas indispensáveis para tornar a modelagem fiel às soluções adotadas.

Por fim, obrigado a todos que elaboraram estudos sobre temas correlatos antes de nós e obrigado pela confiança àqueles que por ventura lerão este estudo em momentos futuros. Podemos dizer que ficamos satisfeitos de impactar, mesmo que em pequena escala, a visibilidade acadêmica dos edifícios-garagem e das estruturas que podem ser utilizadas nos mesmos.

EPÍGRAFE

“E nós seguimos em frente, nos levantamos novamente e fazemos tudo outra vez”.
(MARAJO, O. T., 2014, tradução nossa)

RESUMO

CHIOCCHETTI, F. M.; BARBOSA, M. M.; TORRES, R. P. L.; MARQUES, V. D. S. **Estudo analítico de estruturas metálicas e de concreto armado em edifício-garagem.** 2023. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso - Bacharelado em Engenharia Civil) - São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2023.

O presente estudo busca explorar as características das estruturas metálicas e de concreto armado em um edifício-garagem, sendo análise tal que se torna importante em um contexto de urbanização crescente e necessidade de uso do espaço vertical como solução de estacionamento de veículos. Utilizando uma abordagem voltada para definições e dimensionamento das estruturas, o estudo procura mostrar quais características são mais vantajosas entre os tipos de estrutura analisadas no edifício-garagem projetado. A abordagem mostra que, em suma, a estrutura em concreto armado é uma tecnologia mais usual, geralmente mais barata, porém mais robusta, enquanto as estruturas em metal são mais destacadas no Brasil em obras de grande porte, quando há necessidade de grandes vãos e/ou estética moderna, tendo geralmente indicadores atrativos em seu tempo de execução e precisão construtiva, além de possuir menor peso próprio, permitindo fundações menos robustas. A metodologia consiste em dimensionar um edifício-garagem com o auxílio do software de modelagem computacional TQS e analisar os resultados obtidos com base em duas soluções distintas: aço e concreto armado. Ainda, a metodologia abrange a pesquisa em normas, estudos, livros e outras fontes para corroborar as análises do projeto. Os resultados obtidos revelam uma vantagem em termos de custo para a estrutura de concreto armado. No entanto, é importante ressaltar que a estrutura de aço demonstra um desempenho sustentável superior, emitindo uma quantidade significativamente menor de dióxido de carbono durante o processo de fabricação. Vale notar também que a opção em concreto armado apresenta um peso superior em comparação com a solução em estrutura de aço.

Palavras-chave: Aço. Análise. Concreto Armado. Edifício-garagem. Estrutura.

ABSTRACT

CHIOCCHETTI, F. M.; BARBOSA, M. M.; TORRES, R. P. L.; MARQUES, V. D. S. **Analytical study of steel structures and reinforced concrete structures in parking garage.** 2023. Final Paper (Final Paper - Bachelor of Civil Engineering) - São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2023.

The present study aims to explore the characteristics of steel and reinforced concrete structures in a parking building, an analysis that becomes important in a context of increasing urbanization and the need for vertical space utilization as a solution for vehicle parking. Using an approach focused on the definition and sizing of structures, the study seeks to demonstrate which characteristics are more advantageous among the types of structures analyzed in the designed parking garage. The approach shows that, in summary, reinforced concrete structures are a more commonly used technology, generally cheaper, but more robust, while steel structures are more prominent in Brazil in large-scale projects when there is a need for large spans and/or modern aesthetics, usually with attractive indicators in terms of execution time and construction precision in addition to its lighter weight. The methodology consists of dimensioning a parking garage with the aid of the computational modeling software TQS and analyzing the results obtained based on two different solutions: steel and reinforced concrete. Also, the methodology encompasses research on standards, studies, books, and other sources to corroborate the project analyses. The obtained results reveal a cost advantage for reinforced concrete structures. However, it is important to highlight that the steel structure demonstrates superior sustainable performance, emitting a significantly lower amount of carbon dioxide during the manufacturing process. It is also worth noting that the reinforced concrete option has a higher weight compared to the steel structure solution.

Keywords: Analysis. Parking Garage. Reinforced Concrete. Steel. Structures.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Edifício-garagem do GRU.....	19
Figura 2 - Edifício-garagem do Aeroporto de Guarulhos - SP.....	28
Figura 3 - Projeto do edifício com a ligação prevista entre os terminais do Aeroporto de Changi.....	28
Figura 4 - Laminação, soldagem e conformação a frio de perfis metálicos.....	34
Figura 5 - Corte esquemático do edifício-garagem (dimensões em metros).....	40
Figura 6 - Representação das áreas de influência dos pilares.....	47
Figura 7 - Resultados da análise da estabilidade global - fator γ_z	55
Figura 8 - Resultados da análise da estabilidade global - deslocamento horizontal (ELS).....	55
Figura 9 - Resultados da análise da estabilidade global - deslocamento horizontal entre pisos (ELS).....	56
Figura 10 - Deformada do pórtico longitudinal no TQS.....	56
Figura 11 - Deformada do pórtico transversal no TQS.....	57
Figura 12 - Análise das flechas (CQP) - grelha linear.....	56
Figura 13 - Detalhe das lajes mais solicitadas da análise das flechas (CQP) - grelha linear.....	58
Figura 14 - Vista 1 do modelo tridimensional.....	63
Figura 15 - Vista 2 do modelo tridimensional.....	64
Figura 16 - Consumo de concreto e forma - solução em concreto armado.....	65
Figura 17 - Consumo de aço - solução em concreto armado.....	65
Figura 18 - Resumo de materiais.....	66
Figura 19 - Espessura média por pavimento.....	66
Figura 20 - Indicadores por pavimento.....	66
Figura 21 - Média dos índices.....	66
Figura 22 - Carga vertical média no edifício.....	67
Figura 23 - Gráfico para o pré-dimensionamento de pilares.....	73
Figura 24 - Janela de diálogo para configuração da seção mista das vigas.....	77
Figura 25 - Vista 1 do modelo tridimensional em estrutura metálica.....	78
Figura 26 - Vista 2 do modelo tridimensional em estrutura metálica.....	78
Figura 27 - Exemplificação da janela de diálogo da verificação das vigas.....	79

Figura 28 - Modelo de análise do pórtico longitudinal no Ftool.....;	84
Figura 29 - Deformada do pórtico longitudinal no Ftool.....	84
Figura 30 - Modelo de análise do pórtico transversal no Ftool.....	85
Figura 31 - Deformada do pórtico transversal no Ftool.....	86
Figura 32 - Valores teóricos e tabelados dos coeficientes K_x e K_y	87
Figura 33 - Exemplificação da janela de diálogo da verificação dos tirantes.....	90
Figura 34 - Índices da estrutura.....	92
Figura 35 - Carga vertical média no edifício.....	92
Figura 36 - Resumo de materiais das lajes por pavimento.....	92
Figura 37 - Custos totais para a solução em concreto armado - concreto.....	99
Figura 38 - Custos totais para a solução em concreto armado - aço.....	99
Figura 39 - Custos totais para a solução em concreto armado - formas.....	100
Figura 40 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - formas.....	100
Figura 41 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - concreto.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tempos, em minutos, requeridos de resistência ao fogo.....	31
Tabela 2 - Tipos de aço estrutural e especificações.....	36
Tabela 3 - Pré-dimensionamento das lajes da solução em concreto armado.....	42
Tabela 4 - Pré-dimensionamento das vigas horizontais para a solução em concreto armado.....	44
Tabela 5 - Pré-dimensionamento das vigas verticais para a solução em concreto armado.....	45
Tabela 6 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares.....	46
Tabela 7 - Coeficientes majoradores dos esforços de compressão.....	47
Tabela 8 - Pré-dimensionamento dos pilares.....	48
Tabela 9 - Determinação dos coeficientes de arrasto.....	52
Tabela 10 - Parâmetros da ação do vento.....	52
Tabela 11 - Carregamentos acidentais em garagens.....	53
Tabela 12 - Quadro de resumo das ações verticais do edifício.....	54
Tabela 13 - Coeficientes de arrasto iniciais e finais.....	54
Tabela 14 - Relatório geral dos pilares.....	59
Tabela 15 - Relatório das vigas do pavimento-tipo.....	62
Tabela 16 - Pré-dimensionamento das vigas horizontais para a solução em estrutura metálica.....	69
Tabela 17 - Pré-dimensionamento das vigas verticais para a solução em estrutura metálica.....	70
Tabela 18 - Pré-dimensionamento dos pilares para a solução em estrutura metálica.....	73
Tabela 19 - Vigas do pavimento-tipo - estrutura metálica.....	80
Tabela 20 - Quadro de resumo das ações verticais do edifício.....	83
Tabela 21 - Cálculo do coeficiente B2 do pórtico longitudinal.....	85
Tabela 22 - Cálculo do coeficiente B2 do pórtico transversal.....	86
Tabela 23 - Pilares - estrutura metálica.....	88
Tabela 24 - Resultados das verificações.....	90
Tabela 25 - Peso total dos perfis metálicos por pavimento.....	91
Tabela 26 - Preço do aço estrutural por bitola em R\$/kg (desonerado).....	96

Tabela 27 - Custo do concreto C35 em R\$/m ³ (desonerado).....	97
Tabela 28 - Preços unitários dos perfis metálicos.....	101
Tabela 29 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - perfis.....	102
Tabela 30 - Pesos das alternativas estruturais em toneladas.....	103
Tabela 31 - Fatores de conversão para tCO ₂	105
Tabela 32 - Pegada de carbono no projeto com concreto armado.....	106
Tabela 33 - Pegada de carbono no projeto com estruturas metálicas.....	106

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	16
2. JUSTIFICATIVA.....	17
3. DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO-GARAGEM.....	19
4. CONCEITUAÇÃO DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO.....	21
4.1. Introdução ao concreto armado.....	21
4.2. Propriedades do concreto armado.....	22
4.3. Dimensionamento estrutural.....	23
4.4. Elementos estruturais.....	24
4.5. Juntas de dilatação.....	26
4.6. Emblemáticos edifícios-garagem em concreto armado.....	27
5. CONCEITUAÇÃO DE ESTRUTURA METÁLICA.....	29
5.1. Características gerais do aço para construção.....	30
5.2. Perfis metálicos.....	32
5.3. Peças e ligações.....	32
5.4. Transporte.....	33
5.5. Características positivas e negativas.....	33
5.6. Produtos de aço.....	34
5.7. Tipos de aço usados como estrutura.....	35
5.8. Concepção e montagem da estrutura.....	36
6. CARGAS PRESENTES NOS EDIFÍCIOS-GARAGEM.....	38
7. PROJETO.....	40
7.1. Introdução ao projeto estudado.....	40
7.2. Solução em concreto armado.....	41
7.2.1. Concepção estrutural.....	41
7.2.2. Pré-dimensionamento das lajes.....	41
7.2.3. Pré-dimensionamento das vigas.....	43
7.2.4. Pré-dimensionamento dos pilares.....	45
7.2.5. Modelagem computacional.....	51
7.2.6. Dimensionamento.....	58
7.2.7. Detalhamento.....	64
7.2.8. Resultados.....	65
7.3. Solução em estrutura metálica.....	67
7.3.1. Concepção estrutural.....	67
7.3.2. Pré-dimensionamento das vigas.....	68
7.3.3. Pré-dimensionamento dos pilares.....	71
7.3.4. Modelagem computacional.....	76
7.3.5. Dimensionamento.....	79

7.3.6. Resultados.....	91
8. DISCUSSÃO E ANÁLISE.....	94
8.1. Análise do custo direto.....	95
8.2. Análise das estruturas.....	103
8.3. Análise de sustentabilidade.....	104
9. CONCLUSÃO.....	107
REFERÊNCIAS.....	110
APÊNDICES.....	116

1. INTRODUÇÃO

A estrutura em um edifício qualquer é composta pelos elementos responsáveis por transportar as cargas do edifício até a fundação e o solo, onde serão distribuídas. Edifícios-garagem podem ser considerados edificações puramente estruturais, uma vez que geralmente não contam com vedações ou com consideráveis camadas de revestimento, tendo todo seu uso feito sobre as lajes, que distribuem as cargas para as vigas e elas, para os pilares.

A construção em estruturas metálicas demonstra estar aumentando no Brasil, como aponta Costa Júnior *et al.* (2021), por permitir maior esbeltez dos pilares e vigas para os mesmos vãos requeridos em projeto, além de transmitir imagem de modernização. No entanto, associada a esta tecnologia está a problemática de seu custo elevado em comparação às estruturas convencionais de concreto armado, ficando aquelas mais restritas às obras com alto valor agregado, obras de grande porte e/ou com grandes vãos, e obras com necessidades arquitetônicas bastante específicas. Menciona-se também que, em alguns casos, a velocidade da construção pode reduzir custos de obra, sendo um fator que pode garantir sua viabilidade.

Por outro lado, as estruturas de concreto armado são muito duráveis quando bem-dimensionadas, mas não se pode assegurar um tempo reduzido de construção e muitas vezes exigem diversas qualificações de mão de obra ao mesmo tempo ao longo de toda a obra (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Assim, é visível que a escolha da melhor alternativa deve ponderar diversos fatores, demandando que o dimensionamento seja feito para todas as opções a fim de levantar indicadores para cada projeto. Neste trabalho serão analisadas as soluções de estruturas em concreto armado e de metal em um edifício-garagem de 7 pavimentos no total. A área em projeção do edifício é de 1.445,23 m² e o projeto é baseado na obra Francisco Corazza da Tegra Incorporadora, localizada na Rua Francisco Corazza, 100, Barra Funda, São Paulo - SP e disponibilizada aos autores pelo escritório Pedreira Ônix.

2. JUSTIFICATIVA

Como dito por MUNIZ *et al.* (2020), a demanda por imóveis comerciais tem se intensificado com o crescimento demográfico, que deve continuar aumentando nas próximas décadas, assim, o setor de construção civil deve continuar enfrentando questões de quantidade e qualidade de mão de obra, redução de custos, clientes muito exigentes e foco em redução de tempo de execução. Edifícios-garagem, sendo usados anexos a shoppings centers, office buildings, estádios, condomínios ou mesmo isolados como empreendimentos de estacionamento, estão, portanto, incluídos na gama de imóveis que devem ver aumento de demanda, justificando o foco neste tipo de construção.

E, um dos principais desafios enfrentados pelas grandes metrópoles reside na rápida obsolescência da infraestrutura viária. Mesmo quando bem projetadas, as vias podem se tornar estreitas e incapazes de absorver o aumento exponencial do número de veículos por habitante. Como resultado, a disponibilidade de locais adequados para estacionamento torna-se escassa. Os veículos estacionados nas ruas são um desafio constante para a gestão de cidades – principalmente as de grande porte e as em expansão – por, além de prejudicar a movimentação horizontal de pessoas e veículos, esses veículos estarem mais sujeitos a acidentes e furtos.

Estudos recentes indicam que, em média, o carro permanece estacionado 95% do tempo em casa ou no local de trabalho (SHOUP, 2005, 2006; BATES, 2014). Além disso, muitos prédios residenciais mais antigos e comerciais não dispõem de vagas suficientes para todos os residentes ou visitantes.

Existem várias opções para aumentar a disponibilidade de áreas de estacionamento nos grandes centros urbanos. Uma dessas alternativas são os edifícios-garagem. Estacionamentos verticais são amplamente utilizados em todo o mundo para suprir a crescente falta de locais adequados para o estacionamento de veículos, principalmente em áreas urbanizadas com pouca disponibilidade de espaço horizontal. Assim, a utilização de edifícios-garagem possibilita um melhor aproveitamento das áreas dos terrenos, uma vez que a adição de cada pavimento permite aumentar o número de veículos estacionados sem que os limites do terreno sejam extrapolados.

No que tange à escolha das estruturas analisadas, como dito por FILHA¹ *et al.* (2009, *apud* Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial, 2015, p. 25):

A construção brasileira, quando comparada aos EUA e à Europa, apresenta um cenário que se caracteriza pela necessidade de um aumento de produtividade, desenvolvimento de inovações, busca de racionalização, padronização e aumento de escala, com sustentabilidade.

O que mostra a necessidade de estudos cada vez mais específicos para os diversos tipos de construção, incluindo os edifícios-garagem, e focados em qualidade, produtividade, inovação, racionalização, disponibilidade de mão-de-obra, habilitação dos trabalhadores, sustentabilidade, prazos e custos, dentre diversos outros tópicos que possam ser de utilidade atendimentos das necessidades dos usuários em cada categoria de projeto.

Neste sentido, os modelos mais comuns de estruturas em edificações verticais para uso de garagem ou estacionamento no Brasil devem receber destaque nos estudos, com foco nos tópicos apontados por Filha (2009). No contexto de edifícios-garagem, as soluções mais usuais são as estruturas de concreto armado (pré-moldadas ou “in loco”) e as metálicas, e neste trabalho foi escolhido delimitar o escopo às análises estruturais, de custo e de sustentabilidade, já que muitas vezes melhores desempenhos estruturais implicam em usos extensivos de materiais, custos mais elevados e também maiores emissões de gases do efeito estufa (GEE), tal como o dióxido de carbono (CO₂).

¹ FILHA, C. M. et al. **PERSPECTIVAS DO INVESTIMENTO 2010-2013**: Construção Civil. Rio de Janeiro: BNDES, 2009.

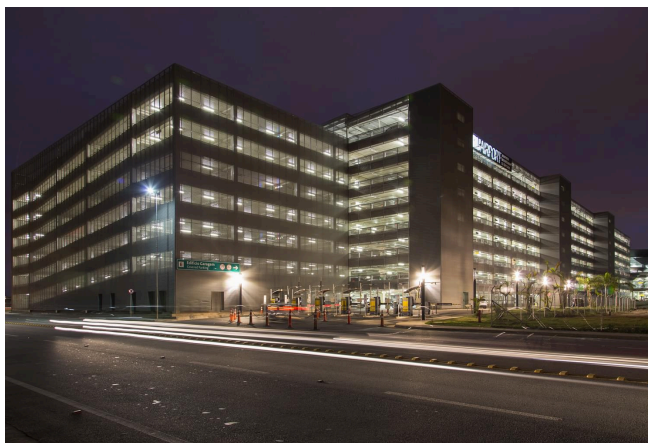
3. DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO-GARAGEM

Um edifício-garagem, também conhecido como estacionamento vertical ou parking, é uma estrutura projetada especificamente para acomodar veículos em vários pavimentos. Sua principal finalidade é oferecer espaços de estacionamento seguros e organizados para atender à demanda de veículos em áreas com alta densidade populacional como centros urbanos, aeroportos, shoppings e hospitais.

Os edifícios-garagem são caracterizados por sua estrutura vertical, o que permite a otimização do espaço disponível. Essas estruturas podem variar em tamanho e capacidade, desde pequenos estacionamentos com alguns pavimentos até grandes complexos com dezenas de andares. Além disso, podem apresentar diferentes configurações, como estacionamentos subterrâneos, semiabertos ou completamente fechados.

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), as principais características dos edifícios-garagem são sua estrutura robusta e resistente, projetada para suportar as cargas resultantes do peso dos veículos, bem como as ações dinâmicas, como o movimento dos veículos e a ação do vento. As estruturas de concreto armado são comumente utilizadas devido à sua capacidade de suportar grandes esforços e proporcionar durabilidade. A imagem apresentada na Figura 1 (edifício-garagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos, localizado em São Paulo - Brasil) ilustra um exemplo desta estrutura.

Figura 1 - Edifício-garagem do GRU



Fonte: AM Engenharia [20–].

Além da função de estacionamento, os edifícios-garagem também podem abrigar serviços complementares, como escritórios, lojas, restaurantes ou áreas de convivência. Essa diversidade de funções em um único local visa atender às necessidades dos usuários e promover maior conveniência e conforto.

4. CONCEITUAÇÃO DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

4.1. Introdução ao concreto armado

O concreto armado é um material amplamente utilizado na construção civil devido à sua resistência e durabilidade. O concreto é composto por quatro principais componentes: cimento, agregados, água e aditivos. Esses componentes interagem de forma sinérgica, resultando em um material de alta resistência mecânica e capacidade de suportar cargas estruturais.

O cimento é o aglomerante fundamental do concreto armado, desempenhando o papel crucial de promover a ligação entre os agregados. O tipo mais comum de cimento utilizado é o cimento Portland, que é produzido através da moagem do clínquer (composto principalmente por silicatos de cálcio), juntamente com a adição de 2 a 5% de gipsita (gesso). Conforme Neville (2011), o cimento reage com a água em um processo denominado hidratação, formando assim uma pasta aglomerante que envolve os agregados.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da NBR 6118 (2014), os agregados são materiais granulares que compõem a massa do concreto armado. Eles podem ser classificados em dois tipos: agregados miúdos, como areia, e agregados graúdos (pedras britadas, por exemplo). Os agregados conferem volume ao concreto e influenciam suas propriedades, como resistência e módulo de deformação.

A água desempenha um papel fundamental na produção do concreto armado (CA), uma vez que é responsável pela hidratação do cimento, o que possibilita o endurecimento do material. É crucial que a quantidade de água utilizada na mistura seja cuidadosamente dosada, conforme as diretrizes da ABNT (NBR 12655, 2015), para garantir a consistência adequada e evitar problemas como segregação ou excesso de porosidade.

Pela mesma norma supracitada, os aditivos são substâncias adicionadas em pequenas quantidades ao concreto armado, com o objetivo de melhorar algumas de suas propriedades. Existem diferentes tipos de aditivos, como plastificantes (que conferem maior funcionalidade ao concreto), aceleradores de pega (que aceleram o tempo de endurecimento) e aditivos superplastificantes (que conferem alta fluidez), além de outros.

A interação desses componentes resulta na formação de uma matriz de concreto que envolve as armaduras metálicas, geralmente barras de aço. As armaduras fornecem resistência à tração, enquanto o concreto é responsável por resistir à compressão e fornecer a proteção das armaduras contra a corrosão, mediante o processo de passivação do aço (NEVILLE, 2011). Essa combinação de materiais complementares é o que confere ao concreto armado sua alta resistência e capacidade estrutural.

O aço para concreto armado é dividido em suas respectivas classes de resistência, sendo que as mais usuais no escopo de edificações são as barras CA-50, as quais possuem uma tensão de escoamento de 500 MPa e que devem ser nervuradas a fim de melhorar a aderência entre o aço e o concreto. Além deste, também é utilizado o aço de classe CA-60, com tensão de escoamento de 600 MPa, com superfície lisa (ABNT: NBR 7480, 2022), geralmente utilizado em estribos nos pilares e em forma de ganchos, a fim de se combater a flambagem.

4.2. Propriedades do concreto armado

O concreto armado apresenta diversas propriedades mecânicas que influenciam diretamente o seu comportamento estrutural. Entre as principais propriedades estão a resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e fluência. Neste texto, essas propriedades serão abordadas e sua importância no desempenho do concreto armado.

A resistência à compressão é uma das propriedades mais importantes do concreto armado. Ela representa a capacidade do material de suportar cargas aplicadas que tendem a comprimi-lo. A resistência à compressão é geralmente determinada por meio de ensaios de compressão uniaxial em corpos de prova padronizados, sendo uma medida fundamental para o dimensionamento de elementos estruturais, como pilares e vigas, pois indica a capacidade do concreto em resistir às forças de compressão atuantes (ABNT: NBR 6118, 2014).

A resistência à tração é outra propriedade relevante, uma vez que o concreto é um material frágil em tal condição. Para compensar essa limitação, o concreto armado utiliza as armaduras metálicas para resistir às tensões de tração. A resistência à tração do concreto é geralmente menor em comparação com a resistência à compressão, no entanto, a combinação do concreto e das armaduras

cria uma sinergia que permite à estrutura lidar efetivamente com as tensões de tração.

Mehta e Monteiro (2014) apresentam que o módulo de elasticidade é uma medida da rigidez do concreto armado. Ele representa a capacidade do material de deformar elasticamente sob ação de uma carga aplicada e retornar à sua forma original quando a carga é removida. O módulo de elasticidade é importante no dimensionamento de estruturas, pois afeta a distribuição de tensões e deformações. Um concreto com um módulo de elasticidade mais elevado resultará em menor deformação sob carga, o que pode ser desejável para evitar problemas como fissuração excessiva.

A fluência é a deformação lenta e contínua do concreto ao longo do tempo sob ação de uma carga constante. Essa propriedade é especialmente importante em estruturas de longa duração, onde cargas permanentes atuam por períodos prolongados. A fluência do concreto pode resultar em deformações adicionais ao longo do tempo, que devem ser consideradas no projeto e na análise estrutural para evitar problemas como deformações indesejáveis (ABNT: NBR 12655, 2015).

É importante destacar que essas propriedades mecânicas estão inter-relacionadas e influenciam diretamente o comportamento estrutural do concreto armado. A resistência à compressão e à tração determinam a capacidade do material em suportar cargas, enquanto o módulo de elasticidade afeta a rigidez e a distribuição de tensões. A fluência, por sua vez, pode causar deformações adicionais ao longo do tempo, o que pode afetar a estabilidade e a durabilidade da estrutura.

4.3. Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural em concreto armado é um processo essencial para garantir a segurança e o desempenho adequado de uma estrutura (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Os princípios básicos desse dimensionamento serão abordados durante este trabalho, incluindo a determinação das cargas atuantes, a análise estrutural, a verificação dos estados limites de serviço e a verificação dos estados limites últimos.

A determinação das cargas atuantes é o primeiro passo no dimensionamento de uma estrutura em concreto armado. Essas cargas incluem tanto as cargas permanentes (peso próprio da estrutura, revestimentos, instalações permanentes,

entre outras) quanto as cargas variáveis (cargas móveis, vento, sobrecargas, entre outras). É fundamental garantir a correta determinação das cargas para assegurar que a estrutura seja dimensionada de forma adequada e segura, conforme estabelecido pela ABNT (NBR 12655, 2015).

Pela ABNT: NBR 6118 (2014), a análise estrutural é o processo pelo qual a estrutura é submetida a cálculos e modelagem matemática para determinar suas respostas aos diferentes tipos de carga. Existem diferentes métodos de análise estrutural, como o método dos elementos finitos, o método dos deslocamentos ou o método das forças, dentre outros. A análise estrutural permite determinar os esforços e deslocamentos na estrutura, fornecendo informações cruciais para o dimensionamento das armaduras e demais elementos estruturais.

A verificação dos estados limites de serviço é realizada para garantir que a estrutura atenda a requisitos de deformações, vibrações e durabilidade. Nesta etapa são avaliados critérios como a flecha máxima permitida, a vibração excessiva e a abertura de fissuras, levando em consideração o uso e as condições de exposição da estrutura. É importante que a estrutura seja dimensionada de forma a evitar desconforto para os usuários e prevenir danos ao longo do tempo.

A verificação dos estados limites últimos, segundo Pfeil e Lima (2018), é feita para garantir que a estrutura seja capaz de resistir às combinações de carga mais críticas sem colapso. Esses estados limites incluem o colapso estrutural, a ruptura das seções de concreto ou das armaduras, o deslizamento das fundações, entre outros. Nessa etapa, são realizados cálculos de resistência, levando em consideração as propriedades mecânicas do concreto e das armaduras, a geometria da estrutura e os esforços atuantes.

4.4. Elementos estruturais

No contexto de edifícios-garagem, são utilizados diversos elementos estruturais que desempenham funções específicas. Entre os elementos mais comumente encontrados estão as lajes, vigas, pilares e fundações (FUSCO, 1976). Neste texto serão abordadas as funções, características de dimensionamento e detalhamento desses elementos estruturais.

As lajes em edifícios-garagem têm a função de transmitir as cargas das áreas de estacionamento para as vigas e pilares. Elas devem ser dimensionadas para

suportar o peso dos veículos, bem como outras cargas (sobrecargas e vento). As lajes, por sua vez, podem ser do tipo maciças ou nervuradas, dependendo da demanda de resistência e vãos a serem vencidos. O dimensionamento leva em consideração a resistência à flexão, cisalhamento e deformações excessivas, possível existência de fissuração, além da distribuição adequada das armaduras para garantir a capacidade estrutural e a durabilidade da laje.

As vigas em edifícios-garagem são responsáveis por distribuir as cargas das lajes para os pilares ou para outras vigas, nos casos em que elas se apoiam em outras vigas. Elas podem ser dimensionadas para suportar momentos fletores, esforços cortantes e momentos de torção, dependendo das solicitações esperadas. As vigas são projetadas para resistir às cargas das lajes e transferi-las de maneira eficiente para os pilares. O dimensionamento leva em consideração a resistência à flexão, cortante e deformações, além da disposição adequada das armaduras para garantir a estabilidade e a segurança estrutural.

Os pilares em edifícios-garagem têm a função de transmitir as cargas das vigas para as fundações, com exceção de casos nos quais os pilares se apoiam em outras vigas, as chamadas “vigas de transição”. Eles devem ser dimensionados para suportar as cargas verticais e horizontais, como as provenientes do vento e das ações sísmicas, quando necessário. Os pilares podem ser de diversas geometrias em sua seção, dependendo do projeto arquitetônico e das exigências estruturais. O dimensionamento leva em consideração a resistência à compressão, flexão, esforços cortantes e deformações, além da disposição adequada das armaduras para garantir a estabilidade e a resistência dos pilares.

As fundações em edifícios-garagem, assim como em qualquer edificação, têm a função de transmitir as cargas das estruturas para o solo de forma segura e estável. Elas podem ser fundações rasas, como sapatas isoladas ou corridas, quando o solo apresenta capacidade de suporte suficiente; em casos de solos menos consistentes ou cargas elevadas, podem ser utilizadas fundações profundas, como estacas ou tubulões. O dimensionamento das fundações leva em consideração a capacidade de suporte do solo, considerando a carga aplicada e as características geotécnicas do terreno (FUSCO, 1976).

4.5. Juntas de dilatação

As juntas de dilatação desempenham um papel fundamental em estruturas de concreto armado, especialmente em edifícios-garagem, onde as variações térmicas e deformações são mais significativas. Essas juntas são elementos estratégicos que permitem acomodar as movimentações térmicas e as movimentações devido à retração do concreto, evitando o surgimento de fissuras e danos estruturais.

As juntas de dilatação são projetadas para permitir a expansão e contração térmica dos elementos estruturais de concreto, evitando a formação de tensões excessivas que poderiam levar à fissuração ou deformação da estrutura (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Elas são especialmente relevantes em edifícios-garagem devido às variações de temperatura às quais estão expostos, como a radiação solar e as mudanças diárias de temperatura ambiente. Essas variações térmicas podem causar movimentações significativas nos elementos estruturais, e as juntas de dilatação são responsáveis por acomodar essas movimentações e evitar danos à estrutura.

Existem diferentes tipos de juntas de dilatação que podem ser utilizadas em estruturas de concreto armado. Alguns exemplos incluem juntas de dilatação longitudinais, que são posicionadas ao longo do comprimento das lajes, vigas e pilares, e juntas de dilatação transversais, que são posicionadas perpendicularmente ao comprimento das lajes e vigas. Além disso, podem ser empregadas juntas de dilatação de cisalhamento para acomodar movimentações horizontais. A escolha do tipo de junta de dilatação depende das características da estrutura, das condições de serviço e das especificidades do projeto (ABNT: NBR 6118, 2014).

A mesma norma reitera também que a localização estratégica das juntas de dilatação é fundamental para garantir a eficácia e o desempenho da estrutura. Portanto, elas devem ser posicionadas em locais onde as movimentações térmicas e de retração são mais pronunciadas, evitando a formação de fissuras indesejáveis. Além disso, é importante considerar as interações com outros elementos estruturais, como lajes, vigas e pilares, e assegurar a continuidade estrutural adequada em cada lado da junta. A determinação da localização das juntas de dilatação é realizada por meio de cálculos e análises térmicas, considerando as condições específicas do projeto.

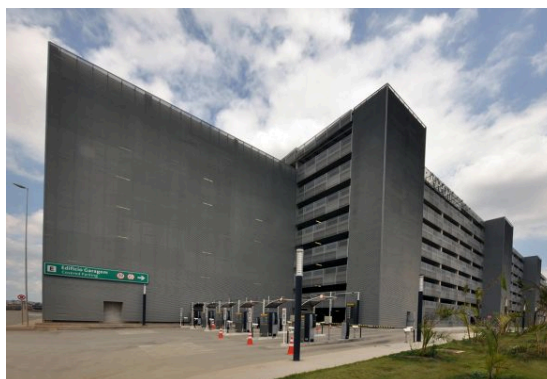
Para garantir o bom desempenho da estrutura, é necessário adotar alguns cuidados na execução e manutenção das juntas de dilatação. Durante a construção, é essencial seguir as recomendações de projeto em relação às dimensões, materiais de vedação e detalhamentos das juntas. A vedação adequada das juntas é crucial para evitar a infiltração de água e agentes corrosivos. Além disso, é importante realizar inspeções periódicas para verificar a integridade das juntas, realizar reparos quando necessário e garantir sua funcionalidade ao longo do tempo (ABNT: NBR 6118, 2014).

4.6. Emblemáticos edifícios-garagem em concreto armado

Ao longo da história da Engenharia Civil foram projetados e construídos diversos exemplos de edifícios-garagem com estruturas em concreto armado, cada um enfrentando desafios específicos e apresentando soluções inovadoras. A seguir serão apresentados alguns exemplos práticos de edifícios-garagem com estruturas em concreto armado, destacando os desafios enfrentados, as soluções adotadas e as lições aprendidas.

Um exemplo é o edifício-garagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos, localizado em São Paulo, no Brasil. Este projeto enfrentou o desafio de dimensionar uma estrutura capaz de suportar cargas elevadas, devido ao grande volume de veículos estacionados, além de atender aos requisitos de durabilidade e funcionalidade. Para isso, foram adotadas soluções como o uso de lajes e vigas pré-moldadas, que permitiram maior agilidade na execução e garantiram uma resistência maior da estrutura (ABCIC, 2016). Além disso, técnicas avançadas de impermeabilização foram aplicadas para proteger a estrutura da ação do ambiente agressivo do aeroporto. Na Figura 2, tem-se uma imagem da fachada externa do edifício.

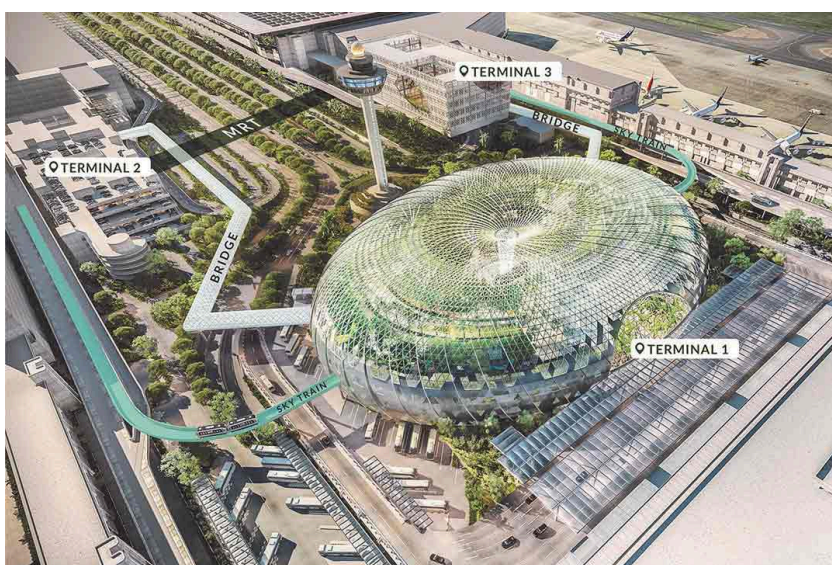
Figura 2 - Edifício-garagem do Aeroporto de Guarulhos - SP



Fonte: Stillux [20--].

Outro exemplo notável é o Jewel Changi Airport, localizado em Singapura. Anunciado em agosto de 2013, o Jewel é uma estrutura de terminal que tem como objetivo ser um complexo de uso misto. Situado em uma área de 3,5 hectares, onde anteriormente estava localizado o estacionamento do Terminal 1 do aeroporto, o Jewel é uma parceria entre o Aeroporto Changi (51%) e a CapitaMalls Asia (49%). A principal característica desse projeto é a criação de um novo estacionamento subterrâneo de vários andares, com cerca de 2.500 vagas, substituindo as instalações existentes (SINGAPORE BUSINESS REVIEW, 2015), como é possível ver na Figura 3.

Figura 3 - Projeto do edifício com a ligação prevista entre os terminais do Aeroporto de Changi



Fonte: Build Australia (2019).

Esses exemplos ilustram alguns dos desafios enfrentados no projeto e na construção de edifícios-garagem em concreto armado, como a necessidade de lidar com cargas de tráfego intensas, atender a requisitos estéticos e proporcionar estabilidade sísmica. Para superar esses desafios, foram adotadas soluções inovadoras, como o uso de lajes planas de concreto armado protendido e a incorporação de dispositivos de dissipação de energia sísmica.

5. CONCEITUAÇÃO DE ESTRUTURA METÁLICA

A estrutura metálica, diferentemente da estrutura híbrida de concreto armado, segundo Nakahara (2017), é formada apenas por associações de peças metálicas ligadas entre si por conectores ou soldas. Esse tipo de construção é caracterizado como um sistema industrializado, cujas primeiras aplicações no Brasil foram em edifícios de múltiplos pavimentos, sendo posteriormente aplicadas [as estruturas metálicas] em postos de combustível, agências bancárias, de automóveis e outros (ABDI: AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL, 2015).

Embora os usos no Brasil dessa estrutura sejam relativamente restritos ao supracitado, a utilização do aço como sistema estrutural é centenária, com aplicações que datam até o século XVIII na Europa, principalmente em pontes. Com o passar do tempo, a fabricação de aço melhorou em diversos aspectos, sendo os principais refletidos em resistência mecânica, ductilidade, soldabilidade e resistência à corrosão. Assim, com a popularização crescente desse método no exterior, algumas técnicas foram trazidas ao Brasil, resultando na Ponte sobre o Rio Paraíba do Sul, em 1857, que acredita-se que seja a mais antiga aplicação de uma estrutura em aço no Brasil (ABDI, 2015).

Ainda de acordo com o mesmo autor, o edifício-garagem América, de 16 pavimentos, foi um dos primeiros edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica no Brasil, sendo construído em 1957, e se consagrando como um marco na história brasileira do uso do aço na construção civil. Assim, vê-se a importância da estrutura metálica (que também será chamada neste documento apenas por “EM”) nestas edificações em especial.

5.1. Características gerais do aço para construção

Algumas das principais características de destaque do aço para a ABDI (2015) são sua flexibilidade e resistência mecânica, que, aliadas às suas pequenas dimensões e baixo peso próprio, permitem vencer grandes vãos, sendo bastante úteis em edificações que exigem grandes áreas livres sem interrupções de pilares (área útil construída), como edifícios-garagem quando focam em melhor utilização de espaço para posicionamento de mais vagas ou de vagas mais largas.

Todas as construções em estruturas metálicas (EM) são feitas em modelo de pré-fabricação, o que reduz substancialmente — cerca de 40% quando comparado com construções em concreto armado convencional (ABDI, 2015) — o tempo de execução de um determinado projeto, por permitir mais etapas sendo realizadas concomitantemente tanto na obra quanto na indústria. Ainda neste sentido, fica claro que o desperdício é minimizado, devido à precisão da construção e à limpeza do canteiro de obras, já que praticamente não há produção no local (COSTA JÚNIOR *et al.*, 2021) e pelo fato de o aço ser considerado um material completamente reciclável.

Outra característica de importância considerável é a resistência ao fogo, definida “por uma medida do tempo transcorrido antes que um elemento construtivo exceda limites especificados para a capacidade de suportar cargas (isto é, estabilidade), isolamento e estanqueidade” (AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL, 2015, p. 125). Estruturas metálicas, em geral, são consideradas resistentes ao fogo, porém, sempre devem ser consultadas as exigências das normas para cada tipo de edificação.

Para edifícios-garagem em especial, a norma NBR 14432 especifica os tempos requeridos de resistência ao fogo por meio da Tabela 1 no grupo G, mais especificamente, G-1: “Garagens sem acesso de público e sem abastecimento” (ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 9) ou G-2: “Garagens com acesso de público e sem abastecimento” (ABNT, 2001, p. 9), sendo esta a mais comum no Brasil e a tratada neste estudo.

Tabela 1 - Tempos, em minutos, requeridos de resistência ao fogo

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ (h _s > 10 m)	Classe S ₁ (h _s ≤ 10 m)	Classe P ₁ (h ≤ 6 m)	Classe P ₂ (6 m < h ≤ 12 m)	Classe P ₃ (12 m < h ≤ 23 m)	Classe P ₄ (23 m < h ≤ 30 m)	Classe P ₅ (h > 30 m)
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001).

Ademais, por os edifícios-garagem serem edificações (praticamente) puramente estruturais, a sustentabilidade está majoritariamente associada à escolha do método construtivo, dos materiais e da qualidade da obra. Em um contexto urbano, as estruturas metálicas são bastante adequadas para esta característica, como é dito pela própria Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial (2015, p. 113):

A utilização do aço na construção faz que os impactos da obra, tanto urbanos como ambientais, sejam reduzidos, principalmente devido ao menor volume de entrada de materiais e saída de resíduos, o que contribui para a sustentabilidade do empreendimento – menor quantidade de circulação de caminhões para a obra e de resíduos a serem descartados.

5.2. Perfis metálicos

Nas estruturas metálicas as vigas e pilares são constituídas por peças únicas obtidas por laminação, conformação a frio ou soldagem chamadas de perfis (MUNIZ *et al.*, 2020). Os perfis mais utilizados são os que possuem seção transversal em formato que lembram as letras L, H, U, T e I, tendo geralmente estas mesmas letras como seus nomes.

A laminação é um processo de deformação a quente que produz peças uniformes sem soldas ou emendas, garantindo baixo nível de tensão residual. A conformação a frio é realizada dobrando chapas prontas, exigindo que estas sejam dúcteis o suficiente para que suportem a conformação e a geometria final. Já a soldagem é feita a fim de unir chapas cortadas separadamente, permitindo perfis com formas e dimensões variadas.

5.3. Peças e ligações

Uma das diferenças entre as estruturas metálicas e as em concreto armado são as ligações, isto é, as partes das estruturas que ligam as peças entre si ou a elementos externos, como fundação ou vedação. Em uma EM as ligações entre os perfis podem ser categorizadas entre “elementos de ligação” e “meios de ligação”, todas elas realizadas em aço-carbono ou aço de baixa liga com ou sem tratamento térmico (MUNIZ *et al.*, 2020).

Os elementos de ligação são peças que, segundo a ABDI (2015), realizam as transmissões dos esforços ou as facilitam. Já os meios de ligação são as peças que unem outros elementos entre si para formar uma ligação propriamente dita, sendo esta aparafusada ou engastada/soldada. No quesito sustentabilidade, as ligações parafusadas são preferíveis por permitirem desmontagem, facilitando a possível reutilização das peças ou descarte.

5.4. Transporte

Caracterizadas por sua modularidade, as estruturas metálicas demandam a elaboração de um plano de montagem e, conseqüentemente, de um plano de logística, assim como diz a Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial (2015, p. 128): “É importante que lajes, vigas e pilares tenham dimensões, forma e peso compatíveis com os veículos que serão utilizados”, sendo estes principalmente caminhões no transporte rodoviário, contando também com guindastes e gruas nas dependências do canteiro de obras.

O plano de logística pode contar ainda com informações sobre acondicionamento no caminhão e no canteiro, racionalizando o processo de embarque e desembarque das peças, bem como do processo de movimentação horizontal e vertical dentro da obra, aumentando a produtividade e otimizando o custo e tempo, fatores importantes em estruturas deste tipo.

5.5. Características positivas e negativas

De acordo com Costa Júnior *et al.* (2021), as vantagens das estruturas metálicas para obras de médio porte – como geralmente podem ser classificados os edifícios-garagem – quando comparadas às de concreto armado são visíveis quando há necessidade de vãos grandes e tempo curto de construção. A redução de peso sem comprometer a resistência e a limpeza na construção são dois dos grandes atrativos da escolha deste tipo de estrutura, além disso, pode-se citar a boa padronização das peças, a maior facilidade com controle de qualidade e a reciclagem garantida.

Quanto aos empecilhos, as estruturas metálicas, de acordo com os mesmos autores (2021), demandam manutenções periódicas e revestimentos especiais a fim de evitar corrosão em suas peças, além da questão da alta condutividade térmica quando comparadas com as características de uma estrutura de concreto armado. Outros pontos de destaque são a atenção maior que deve ser prestada à flambagem e aos efeitos dos ventos, além da necessidade do uso de mão de obra devidamente qualificada, o que certamente encarece o projeto como um todo.

5.6. Produtos de aço

Existem muitos produtos de aço usados na construção civil com diversas finalidades. A ABDI (2015) lista as categorias como sendo aços estruturais, chapas, perfis, tubos, parafusos, telhas, steel-deck e estacas metálicas. De acordo com a mesma fonte, a grande variedade é decorrente das crescentes exigências de aplicações específicas no mercado, implicando que as composições químicas, características físicas e formatos sejam constantemente alterados para melhor se adequarem às demandas.

Quanto aos aços estruturais, são aqueles designados por média e alta resistência mecânica, cujos requisitos para aplicação na construção civil envolvem elevada tenacidade, homogeneidade microestrutural, alta tensão de escoamento, soldabilidade e outros. Existem diversas normas que especificam esses tipos de aço, e a NBR 8800 (2008) apresenta uma relação daqueles que podem ser usados em projetos estruturais (ABDI, 2015).

Os perfis metálicos talvez sejam as peças mais emblemáticas quando um pensa em estruturas metálicas. Eles podem ser obtidos de algumas maneiras: por solda, por laminação ou por conformação a frio, conforme é mostrado na Figura 4. O processo de fabricação dos perfis influencia diretamente nas seções obtíveis e nas características de desempenho, e por isso, a Associação Brasileira de Normas Técnicas padronizou exigências para os produtos finais de acordo com o processo de fabricação.

Figura 4 - Laminação, soldagem e conformação a frio de perfis metálicos



Fonte: Adaptado de Notícias de Mineração do Brasil (2022), Revista OE (2019) e Ficaço (2015).

É importante mencionar também o uso conhecido como steel-deck (cobertura de aço, em tradução livre), que é composto por uma fôrma permanente de aço conformado a frio, perfilado e galvanizado, a qual é preenchida com concreto,

protegendo-o e funcionando posteriormente como armadura positiva (ABDI, 2015). O uso do steel-deck com concreto é um modelo do que é chamado de sistema misto, cuja vantagem é a rapidez de execução, uma vez que a fôrma é parte integrante da própria estrutura, permitindo trabalho nos pavimentos inferiores e muitas vezes dispensando o uso de escoramentos para concretagem de lajes, usando as próprias peças estruturais para resistir às cargas.

5.7. Tipos de aço usados como estrutura

De acordo com Dias² (2008, *apud* RAMOS, 2022, p. 24), cada tipo de aço é caracterizado por sua composição química, sendo os aços usados como estrutura aqueles que normalmente possuem baixo teor de carbono, isto é, possuem menos de 0,3% de sua composição em carbono (CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO, [20--]) e cujas propriedades de resistência à corrosão, soldabilidade, resistência mecânica, ductilidade e outras são adequadas para criar elementos que sejam submetidos a esforços (PINHO; PENNA, 2008).

A fim de simplificação, a Tabela 2 associa de forma resumida as categorias de aço estrutural com seus limites de escoamento estimados, alguns dos seus usos e exemplos pelo padrão ASTM.

² DIAS, L. A. M. **Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 6ª ed. São Paulo: Zigurate, 2008. 295 p.

Tabela 2 - Tipos de aço estrutural e especificações

Categoria	Limite de escoamento	Uso	Exemplo
Aço com baixo teor de carbono comum	Entre 195 MPa e 259 MPa	Chapas e placas para uso estrutural de pouca complexidade	ASTM A36
Aço com baixo teor de carbono e baixa liga, de alta resistência mecânica	Entre 290 MPa e 345 MPa	Vigas, pilares e outras aplicações estruturais com cargas ou limite de fadiga elevados	ASTM 242
Aço com baixo teor de carbono e baixa liga tratado termicamente, de alta resistência mecânica	Entre 630 MPa e 700 MPa	Em ambientes agressivos, como locais com alta densidade de dióxido de enxofre ou áreas próximas ao mar	ASTM 709

Fonte: Adaptado de RAMOS (2022).

5.8. Concepção e montagem da estrutura

Nenhuma estrutura é adotada sem que a forma como ela é concebida seja conhecida. PERINI³ (2020, *apud* COSTA JÚNIOR *et al.*, 2021, p. 12) indica que o projeto estrutural de uma estrutura metálica é dividido em cinco partes principais após a obtenção do projeto arquitetônico: [1] concepção estrutural, [2] análise estrutural, [3] síntese estrutural, [4] dimensionamento e detalhamento e [5] desenhos e documentação. Essas etapas são desenvolvidas neste trabalho.

A execução e a montagem de estruturas metálicas são classificadas como uma construção industrializada, tendo grande parte das atividades realizadas fora do canteiro de obras em si, diferentemente de estruturas em concreto armado moldadas in loco. Um ponto médio entre essas duas concepções pode ser o que é conhecido como estruturas mistas (pilares metálicos envoltos em concreto ou o contrário, por exemplo), que, embora estejam cada vez mais presentes no cenário construtivo brasileiro (ABDI, 2015), elas não se incluem no escopo deste estudo.

³ PERINI, E. (Tetris). **Projeto estrutural: O que é? E para que serve?** Curitiba, 2020. Disponível em: <<https://www.tetrisj.com.br/single-post/projeto-estrutural-o-que-%C3%A9-e-para-que-serve>>.

De modo geral, o projeto de estruturas pode ser dito como aquele que concebe, distribui, interliga, analisa, dimensiona e proporciona os elementos de um sistema estrutural qualquer para que exerça sua função em seu tempo de vida com segurança e dentro dos limites impostos pelos materiais dispostos (MUNIZ *et al.*, 2020).

Quanto ao projeto de estruturas metálicas, o que torna a alternativa bem-vista tecnicamente é o controle de qualidade majoritariamente extra-obra, sendo a empreiteira ou construtora responsável por garantir apenas a qualidade da montagem da estrutura. Este processo, embora possa ser considerado unitário, pode assumir complexidade considerável, uma vez que a produtividade da construção está atrelada à repetição dos formatos das peças, isto é, quanto mais simples e repetidas as peças, mais produtiva é a construção. Neste sentido, um plano de montagem se torna parte essencial do projeto de estruturas metálicas.

A ABDI (2015, p. 129) especifica que o plano de montagem é “um documento técnico constituído de descritivos, desenhos, diagramas e folhas de dados”, especificando o canteiro de obras e acessos nele, além da sequência de montagem, os tempos relativos e as precauções a serem tomadas em situações de risco, uma vez que há movimentação vertical frequente.

6. CARGAS PRESENTES NOS EDIFÍCIOS-GARAGEM

De acordo com MUNIZ *et al.* (2020, p. 12), “a análise e o projeto de estrutura geralmente se iniciam com a determinação das cargas e ações atuantes na estrutura e seus elementos”, assim, vê-se a necessidade de especificar quais cargas são consideradas para o dimensionamento do edifício-garagem.

Em geral, as cargas presentes num edifício qualquer podem ser resumidas em cargas permanentes (peso próprio e peso dos elementos suportados pela estrutura), cargas acidentais (sobrecargas por pessoas, veículos, equipamentos, empuxos e outros), cargas devido ao vento (pressão e sucção de rajadas de vento) e outras cargas que podem aparecer em projetos específicos, como carga de neve, recalque de fundações, carga por terremoto, entre outras. (BELLEI; PINHO, F.; PINHO, M., 2008).

De acordo com Austin e Johnston (2003), no projeto de um edifício-garagem é considerada uma diversidade de ações e carregamentos relevantes para garantir a segurança e o desempenho adequado da estrutura. Esses carregamentos incluem cargas de veículos estacionados, cargas móveis de veículos em circulação, ação do vento, cargas sísmicas, entre outros. Neste texto, serão usados os carregamentos comuns no Brasil e suas implicações no projeto do edifício-garagem.

As cargas de veículos estacionados são um dos principais carregamentos a serem considerados no projeto de uma edificação-garagem qualquer. Elas representam a ação estática exercida pelos veículos sobre a estrutura durante o período em que estão parados. O peso dos veículos e a distribuição das cargas nos pavimentos devem ser cuidadosamente estimados, levando em conta fatores como a carga máxima permitida por vaga e a disposição dos veículos ao longo dos pavimentos. Essas cargas são determinantes para o dimensionamento das lajes, vigas, pilares e fundações da estrutura (ABNT: NBR 15421, 2019).

As cargas móveis de veículos em circulação também são relevantes, pois representam a ação dinâmica exercida pelos veículos enquanto se deslocam pela edificação-garagem. Essas cargas são calculadas considerando fatores como a velocidade dos veículos, as manobras realizadas e a geometria das vias de circulação. O dimensionamento dos elementos estruturais deve levar em conta as cargas dinâmicas e as vibrações resultantes, garantindo a segurança e o conforto dos usuários (ABNT: NBR 8681, 2003). Porém, o tópico 6.6.1 da NBR 6120 (2019)

permite que estruturas com veículos transitando em velocidades limitadas a 10 km/h não necessitem de majorações dinâmicas relacionadas à movimentação de automóveis, permitindo simplificações nas ações do projeto.

A ação do vento é outro carregamento importante a ser considerado, especialmente em edifícios-garagem com fachadas expostas. O vento exerce forças horizontais sobre a estrutura, que causam esforços e deslocamentos adicionais na estrutura, devendo estes ser avaliados. A intensidade do vento varia de acordo com a localização geográfica e a altura da edificação. As normas técnicas específicas para projeto de estruturas em concreto armado, como a NBR 6123 (1988), fornecem os critérios e métodos para dimensionamento adequado frente a essa ação.

As cargas sísmicas podem ser consideradas no projeto de edificações-garagem, principalmente em regiões propensas à ocorrência de terremotos. O movimento sísmico pode gerar forças horizontais e verticais significativas na estrutura, exigindo o dimensionamento adequado dos elementos para resistir a essas ações. O projeto estrutural deve levar em conta as características sismológicas da região e as normas técnicas específicas, como a NBR 15421 (2019) - Projeto de estruturas para edificações - Procedimento. No caso do estudado, visto que se trata de uma região de baixa atividade sísmica, não se faz necessário a consideração deste tipo de consideração.

Dito isso, as cargas adotadas serão discutidas ao longo do item 7 (Projeto) deste trabalho.

7. PROJETO

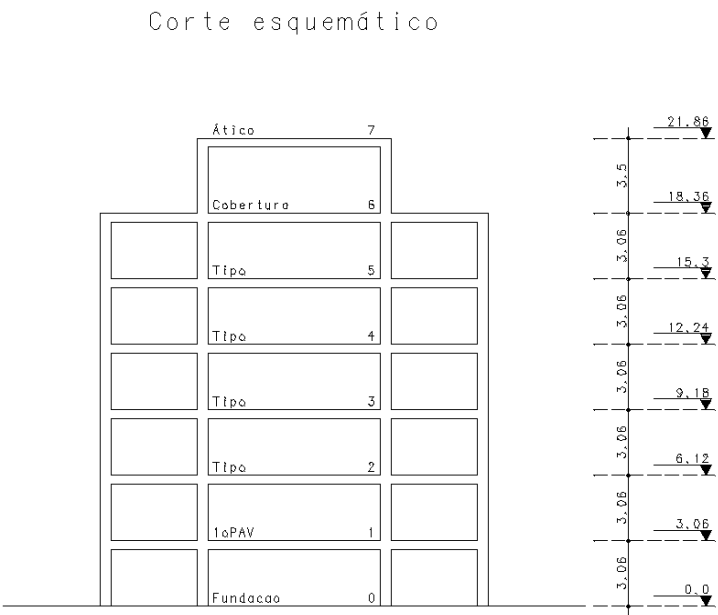
7.1. Introdução ao projeto estudado

Para o escopo deste trabalho, adaptaram-se as plantas arquitetônicas do edifício-garagem pertencente à obra Francisco Corazza da empresa Tegra incorporadora, a qual consiste em um condomínio residencial localizado no bairro da Lapa na cidade de São Paulo.

As adaptações realizadas visam generalizar o projeto, excluindo recortes de fim arquitetônico e visual, de forma a privilegiar a maximização na percepção de comparação das duas soluções estruturais apresentadas e excluindo implicações específicas limitantes da arquitetura.

As plantas arquitetônicas adaptadas utilizadas como base para a concepção estrutural, pré-dimensionamento e análise estrutural estão disponíveis nos Apêndices A, B e C. Nestas, é possível observar que o edifício é composto por 7 pavimentos no total, discriminados em 1º pavimento; 2º, 3º e 4º pavimentos-tipo; cobertura; e ático. A cota do piso-a-piso é constante para todos os pavimentos, equivalendo a 3,06 m, com exceção do ático, com 3,50 m. Um corte esquemático contendo as informações explanadas neste parágrafo pode ser visto na Figura 5.

Figura 5 - Corte esquemático do edifício-garagem (dimensões em metros)



Fonte: Os autores (2023).

7.2. Solução em concreto armado

7.2.1. Concepção estrutural

Em projetos de edifícios-garagem, a concepção estrutural está altamente condicionada ao projeto arquitetônico, tal como geralmente ocorre em outras edificações. Desta forma, visando uma melhor compatibilização do projeto estrutural com o arquitetônico, a locação dos pilares e vigas foi imposta pela arquitetura.

Além disso, a espessura dos pilares foi limitada a 19 cm pelo projeto arquitetônico, visto que pilares mais espessos podem restringir a área livre necessária para a passagem e estacionamento dos veículos, além do interesse de embutir a estrutura nas paredes da caixa da escada e do elevador. Já para as vigas, também houve a preferência de se manter a mesma espessura em todo o pavimento, a fim de se estabelecer uma uniformidade nas dimensões e pelo motivo do embutimento na região do núcleo central de rigidez.

Optou-se por conceber o edifício em estrutura convencional, com lajes totalmente maciças, que é o sistema mais usual para este tipo de elemento, e com a finalidade de se obter maior aplicabilidade e aproveitamento do estudo a outras estruturas.

7.2.2. Pré-dimensionamento das lajes

Conforme o item 13.2.4.1 da NBR 6118 (2014), as espessuras mínimas para as lajes maciças devem considerar os seguintes limites:

- 7 cm - cobertura não em balanço [a]
- 8 cm - lajes de piso não em balanço [b]
- 10 cm - lajes em balanço [c]
- 10 cm - lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN [d]
- 12 cm - lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN [e]
- 15 cm - lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas [f]

Assim, apenas os limites [a], [b] e [d] se aplicam no projeto estudado. A seguir, o cálculo da espessura inicial das lajes é feito por meio da seguinte equação,

na qual l_x é o menor lado da laje, considerando o comprimento de eixo-a-eixo das vigas de apoio:

$$\text{Espessura da laje } (h) = 2,5\% \cdot l_x$$

Os resultados brutos do pré-dimensionamento estão listados na Tabela 3 que segue.

Tabela 3 - Pré-dimensionamento das lajes da solução em concreto armado

Laje	l_x (m)	h calculada (cm)	h adotada (cm)	Laje	l_x (m)	h calculada (cm)	h adotada (cm)
L1	4,08	10	12	L23	5,69	14	15
L2	4,08	10	12	L24	4,99	12	15
L3	5,7	14	15	L25	4,62	12	12
L4	5,7	14	15	L26	4,62	12	12
L5	4,4	11	12	L27	4,62	12	12
L6	4,4	11	12	L28	4,62	12	12
L7	4,4	11	12	L29	4,62	12	12
L8	4,4	11	12	L30	4,62	12	12
L9	4,63	12	12	L31	4,62	12	12
L10	4,63	12	12	L32	4,62	12	12
L11	4,61	12	12	L33	4,62	12	12
L12	4,61	12	12	L34	4,39	11	12
L13	4,61	12	12	L35	4,39	11	12
L14	4,61	12	12	L36	4,39	11	12
L15	5,73	14	15	L37	4,39	11	12
L16	5,99	15	15	L38	1,68	4	12
L17	7,29	18	15	L39	4,39	11	12
L18	7,5	19	15	L40	4,39	11	12
L19	4,98	12	12	L41	4,39	11	12
L20	4,8	12	12	L42	4,39	11	12
L21	4,8	12	12	LR	6,69	17	17
L22	5,69	14	15				

Fonte: Os autores (2023).

Como os resultados calculados apresentaram valores muito diversificados devido à variedade de vãos, optou-se por utilizar três espessuras-padrão: 12, 15 e 17 cm, sendo esta última apenas utilizada para a laje da rampa. O principal motivo

para a padronização de espessuras se dá pensando no aumento da produtividade e economia com formas, tanto em sua confecção quanto na logística aplicada a estas, mesmo sabendo que a decisão acarreta em um aumento no consumo do concreto.

Também é razoável salientar que as espessuras adotadas para as lajes L17 e L18 são inferiores às calculadas de forma a priorizar a padronização simplificada estabelecida. Desta forma, é importante direcionar atenção especial a estas lajes na posterior etapa de análise estrutural.

7.2.3. Pré-dimensionamento das vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas, serão consideradas as seguintes afirmações:

- A altura (h) será estipulada por meio da fórmula de $h = L/10$. Nela, L é a distância entre os eixos dos pilares de apoio.
- Para vigas contínuas com relação de vãos adjacentes entre $2/3$ e $3/2$, será considerado o L médio.
- No caso de vigas contínuas com vãos com relação consideravelmente superior ao citado acima, será considerada uma altura própria para cada vão como se fossem independentes.
- Em vigas apoiadas em outras vigas, a altura da viga apoiada deve ser menor ou igual à altura da viga de apoio.
- A altura h deve ser múltipla de 5 cm.
- A altura mínima em vigas cujo vão está entre 2,5 m e 6,0 m é igual a 25 cm.
- As vigas de borda serão totalmente invertidas a fim de servir como parapeito e, segundo a norma ABNT NBR 14718 (2019), a altura mínima de um guarda-corpo é 1,10 m.
- As vigas da rampa VR também devem ter altura suficiente para servir como parapeito.

Os resultados do pré-dimensionamento das vigas e seus respectivos valores adotados estão listados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 - Pré-dimensionamento das vigas horizontais para a solução em concreto armado

Viga	Vão	b (cm)	L (m)	h calc. (cm)	h adot. (cm)	Viga	Vão	b (cm)	L (m)	h calc. (cm)	h adot. (cm)
V1	1	19	5,01	50	125	V7	6	19	6,70	67	65
	2	19	4,80	48			7	19	6,70	67	
	3	19	5,91	59			8	19	6,70	67	
	4	19	7,35	74			9	19	6,70	67	
	5	19	7,35	74		V8	1	19	2,39	24	50
	6	19	5,91	59		V9	1	19	6,70	67	65
	7	19	4,80	48			2	19	6,70	67	
	8	19	7,10	71			3	19	6,70	67	
	9	19	7,10	71			4	19	6,70	67	
	10	19	4,99	50			5	19	6,70	67	
V2	1	19	4,91	49	6		19	6,70	67		
	2	19	4,91	49	7		19	6,70	67		
V3	1	19	5,95	60	8		19	6,70	67		
	2	19	5,95	60	9	19	6,70	67			
	3	19	5,95	60	V10	1	19	1,68	17	50	
	4	19	5,95	60		1	19	6,70	67		
V4	1	19	5,73	57	65	2	19	6,70	67	125	
V4A	1	19	5,70	57	65	3	19	6,70	67		
V5	1	19	4,98	50	V11	4	19	6,70	67		
	2	19	4,80	48		5	19	6,70	67		
V6	1	19	5,95	60		6	19	6,70	67		
	2	19	5,95	60		7	19	6,70	67		
	3	19	5,95	60		8	19	6,70	67		
	4	19	5,95	60		9	19	6,70	67		
V7	1	19	6,70	67	VR1	1	19	7,35	VAR	VAR	
	2	19	6,70	67		2	19	7,35	VAR		
	3	19	6,70	67	VR2	1	19	5,72	VAR	VAR	
	4	19	6,70	67		2	19	8,80	VAR		
	5	19	6,70	67							

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 5 - Pré-dimensionamento das vigas verticais para a solução em concreto armado

Viga	Vão	b (cm)	L (m)	h calc. (cm)	h adot. (cm)	Viga	Vão	b (cm)	L (m)	h calc. (cm)	h adot. (cm)
V12	1	19	4,70	47	125	V23	1	19	4,51	45	50
	2	19	4,70	47	125		2	19	4,51	45	50
	3	19	4,70	47	125	V24	1	19	4,83	48	50
	4	19	4,70	47	125		2	19	4,83	48	50
	5	19	4,70	47	125		3	19	4,82	48	50
V13	1	19	4,90	49	50	V25	1	19	4,25	43	65
	2	19	4,90	49	50		2	19	4,25	43	65
	3	19	4,90	49	50		3	19	6,30	63	65
V14	1	19	4,51	45	50		4	19	4,25	43	65
	2	19	4,51	45	50		5	19	4,25	43	65
V15	1	19	4,90	49	50	V26	1	19	4,25	43	65
	2	19	4,90	49	50		2	19	4,25	43	65
	3	19	4,90	49	50		3	19	6,30	63	65
V16	1	19	4,51	45	50		4	19	4,25	43	65
	2	19	4,51	45	50		5	19	4,25	43	65
V17	1	19	7,35	74	80	V27	1	19	4,25	43	65
	2	19	7,35	74	80		2	19	4,25	43	65
V18	1	19	4,51	45	50		3	19	6,30	63	65
	2	19	4,51	45	50		4	19	4,25	43	65
	3	19	8,01	80	80		5	19	4,25	43	65
V19	1	19	4,51	45	50	V28	1	19	4,70	47	125
	2	19	4,51	45	50		2	19	4,70	47	125
	3	19	8,01	80	80		3	19	4,70	47	125
V20	1	19	6,70	67	65		4	19	4,70	47	125
V21	1	19	2,44	24	50		5	19	4,70	47	125
V22	1	19	4,39	44	50						

Fonte: Os autores (2023).

7.2.4. Pré-dimensionamento dos pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares, serão consideradas as prescrições da NBR 6118 (2014), listadas abaixo:

- Área da seção transversal do pilar deve ser no mínimo 360 cm²;
- A seção transversal dos pilares não pode apresentar uma de suas dimensões menor que 19 cm, exceto se forem majorados os esforços solicitantes de cálculo pelos coeficientes da Tabela 6.

Tabela 6 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

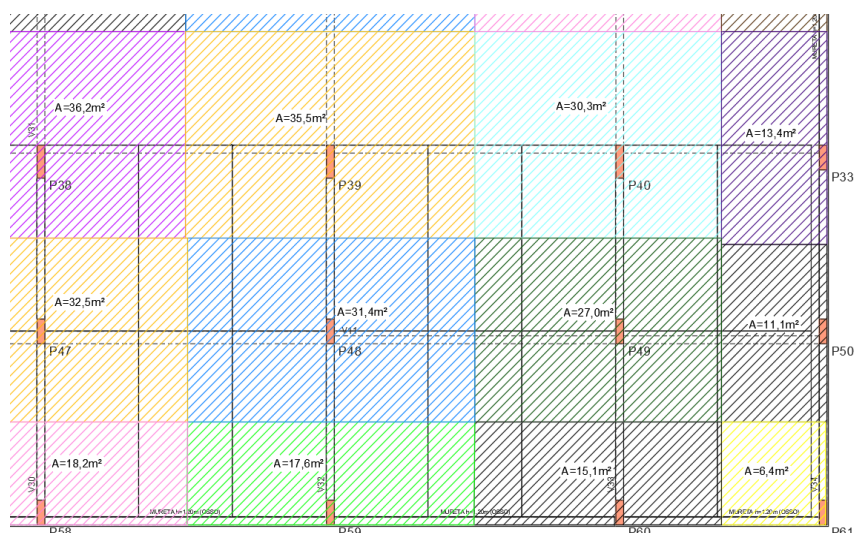
Além das imposições normativas supracitadas, foram adotadas as seguintes premissas de pré-dimensionamento:

- Concreto classe C35;
- Aço CA-50;
- Taxa de armadura de 3% para os pilares;
- Uniformidade de largura dos pilares, de modo a evitar dimensões muito variadas;
- Espessura dos pilares de 19 cm.

Para fins de pré-dimensionamento, foi adotada uma ação uniformemente distribuída de 12 kN/m² para os pavimentos-tipo, cobertura e ático. Essa ação uniforme é utilizada como referência para estabelecer as dimensões iniciais dos pilares da estrutura.

O pré-dimensionamento das seções transversais dos pilares foi realizado utilizando o método das áreas de influência do pilar. Esse método considera que as ações atuantes na área de influência de um pilar são transferidas exclusivamente para ele. A área de influência é definida como a região delimitada pela metade das distâncias entre os centros dos pilares adjacentes, a Figura 6 exemplifica a área de influência de alguns pilares do projeto.

Figura 6 - Representação das áreas de influência dos pilares



Fonte: Os autores (2023).

Para estabelecer as dimensões iniciais dos pilares, as seções transversais são inicialmente analisadas levando-se apenas em consideração a compressão axial. No entanto, durante o projeto real, os pilares estão sujeitos a esforços de flexão, sendo que, em geral, os pilares de extremidade ficam submetidos à flexão normal composta, os de canto à flexão oblíqua composta e os internos à compressão centrada.

A fim de levar em consideração os efeitos da flexão durante o pré-dimensionamento, as ações estimadas são multiplicadas por coeficientes que variam de acordo com a posição dos pilares, conforme proposto por Bacarji (1993) e apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes majoradores dos esforços de compressão

Posição do pilar	Coeficiente majorador
Interno	1,8
Extremidade	2,2
Canto	2,5

Fonte: Adaptado de Bacarji (1993).

O cálculo da seção transversal do pilar foi feito no estado limite último (ELU), sendo a tensão resistente calculada pela fórmula a seguir, na qual considera-se a

área do concreto como sendo igual a área de concreto comprimida e a tensão no aço correspondente a uma deformação específica de 2‰.

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_{s2}$$

Em que:

- σ_{id} = Tensão ideal de pré-dimensionamento;
- f_{cd} = Resistência à compressão de cálculo do concreto;
- ρ_s = Taxa de armadura;
- σ_{s2} = Tensão no aço correspondente a uma deformação de 2‰.

Por fim, a área da seção transversal do concreto é calculada mediante a fórmula mostrada:

$$A_c = \frac{N_d^*}{\sigma_{id}}$$

Na qual:

- A_c = Área de concreto.
- N_d^* = Carga total no pilar majorada.

Ressalta-se que as ações são acompanhadas de asterisco para indicar que são ações de pré-dimensionamento e não as forças normais características de cálculo que serão determinadas no dimensionamento final dos pilares do projeto.

Por conseguinte, a Tabela 8 (p. 46-49) apresenta os resultados obtidos.

Tabela 8 - Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Área de influência	Carga por Andar	Carga total	Carga total majorada	Área da seção transversal	Largura calculada	Largura Adotada
	A_i	N_{ki}^*	$N_k^* = n \cdot A_i$	$N_d^* = \alpha \cdot N_k^*$	A_c	b_{calc}	b_{adot}
	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)
P1	5,2	62,4	356	889	263	19	40
P2	9,2	110,4	629	1384	409	25	40

Pilar	Área de influência	Carga por Andar	Carga total	Carga total majorada	Área da seção transversal	Largura calculada	Largura Adotada
	A_i	N_{ki}^*	$N_k^* = n \cdot A_i$	$N_d^* = \alpha \cdot N_k^*$	A_c	b_{calc}	b_{adot}
	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)
P3	10,3	123,6	705	1550	458	25	40
P4	22,8	273,6	1560	3431	1014	55	60
P5	25,3	303,6	1731	3807	1125	60	60
P6	23,2	278,4	1587	3491	1031	55	60
P7	13,1	157,2	896	1971	582	35	40
P8	14,9	178,8	1019	2242	662	35	40
P9	17,8	213,6	1218	2679	791	45	60
P10	14,8	177,6	1012	2227	658	35	40
P11	6,5	78	445	1112	328	20	40
P12	11,7	140,4	800	1761	520	30	40
P13	20,9	250,8	1430	2573	760	45	60
P14	23,3	279,6	1594	2869	847	45	60
P15	23,3	279,6	1594	2869	847	45	60
P16	26,5	318	1813	3263	964	55	60
P17	31,6	379,2	2161	3891	1149	65	60
P18	27,2	326,4	1860	3349	989	55	60
P19	11,1	133,2	759	1670	493	30	40
P20	43,4	520,8	2969	5343	1579	85	80
P21	48,7	584,4	3331	5996	1771	95	80
P22	60	720	4104	7387	2182	115	80
P23	29,5	354	2018	3632	1073	60	60
P24	14,8	177,6	1012	2227	658	35	40
P25	26,4	316,8	1806	3250	960	55	60
P26	28,7	344,4	1963	3534	1044	55	60
P27	29,8	357,6	2038	3669	1084	60	60

Pilar	Área de influência	Carga por Andar	Carga total	Carga total majorada	Área da seção transversal	Largura calculada	Largura Adotada
	A_i	N_{ki}^*	$N_k^* = n \cdot A_i$	$N_d^* = \alpha \cdot N_k^*$	A_c	b_{calc}	b_{adot}
	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)
P28	35,5	426	2428	4371	1291	70	60
P29	30,3	363,6	2073	3731	1102	60	60
P30	13,3	159,6	910	2001	591	35	40
P31	19,3	231,6	1320	2904	858	50	60
P32	37,7	452,4	2579	4642	1371	75	60
P33	13,4	160,8	917	2016	596	35	40
P34	43,7	524,4	2989	5380	1589	85	80
P35	46,1	553,2	3153	5676	1677	90	80
P36	33,1	397,2	2264	4075	1204	65	60
P37	29,4	352,8	2011	3620	1069	60	60
P38	36,2	434,4	2476	4457	1317	70	60
P39	35,5	426	2428	4371	1291	70	60
P40	30,3	363,6	2073	3731	1102	60	60
P41	9,2	110,4	740	1331	393	25	80
P42	16,1	193,2	1101	2423	716	40	40
P43	31,3	375,6	2141	3854	1138	60	60
P44	30,1	361,2	2059	3706	1095	60	60
P45	30,5	366	2086	3755	1109	60	60
P46	15,9	190,8	1278	2301	680	40	80
P47	32,5	390	2223	4001	1182	65	60
P48	31,4	376,8	2148	3866	1142	65	60
P49	27	324	1847	3324	982	55	60
P50	11,1	133,2	759	1670	493	30	40
P51	24,9	298,8	2002	3604	1065	60	80
P52	10,4	124,8	711	1778	525	30	40

Pilar	Área de influência	Carga por Andar	Carga total	Carga total majorada	Área da seção transversal	Largura calculada	Largura Adotada
	A_i	N_{ki}^*	$N_k^* = n \cdot A_i$	$N_d^* = \alpha \cdot N_k^*$	A_c	b_{calc}	b_{adot}
	(m ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm)
P53	17,7	212,4	1211	2663	787	45	60
P54	17,4	208,8	1190	2618	774	45	60
P55	17,6	211,2	1204	2648	782	45	60
P56	9,2	110,4	740	1627	481	30	80
P57	10,6	127,2	852	1875	554	30	80
P58	18,2	218,4	1245	2739	809	45	60
P59	17,6	211,2	1204	2648	782	45	60
P60	15,1	181,2	1033	2272	671	40	40
P61	6,4	76,8	438	1094	323	20	40

Fonte: Os autores (2023).

Como os resultados calculados apresentaram valores muito variados, optou-se em adotar três valores para as larguras dos pilares: 40, 60 e 80 cm. Esta uniformização das larguras dos pilares justifica-se por razões executivas (maior produtividade e economia de formas no canteiro).

7.2.5. Modelagem computacional

Para a realização da modelagem da estrutura em concreto armado, foi adotado o software TQS na versão 23.5 licenciado para fins educacionais e configurado de acordo com a ABNT: NBR 6118 (2014). Com isso, vale ressaltar algumas considerações com relação a este procedimento.

Primeiramente, a fim de delimitação do escopo do projeto, não foi modelada e nem dimensionada uma fundação para a edificação, considerando-se assim, os pilares engastados no solo. Além disso, foi utilizado o modelo IV do TQS, de forma que as lajes foram calculadas como grelhas discretizadas em barras distribuídas a cada 35 cm, estas que receberam os carregamentos permanentes e acidentais das

lajes em si. As cargas provenientes do dimensionamento das grelhas então são transportadas até as vigas e em seguida para os pilares, ambos modelados como pórticos espaciais que recebem, além das ações verticais, as ações originárias do vento. Ademais, considerou-se a obra em uma região urbana, o que resulta na classe de agressividade II prevista pela mesma norma supracitada. Porém, como se trata de uma edificação com alto teor de emissão de gases que podem provocar a carbonatação do concreto, expondo as armaduras e as corroendo, optou-se por considerar uma classe de agressividade III. Por meio disso, foram adotados os cobrimentos mínimos e concreto com $f_{ck} = 35$ MPa. O cálculo da ação do vento está disposto nas duas tabelas abaixo.

Tabela 9 - Determinação dos coeficientes de arrasto

Cálculo dos coeficientes de arrasto (ábaco)					
90°/270°					
L1	38,87	m	L1/L2	1,8	
L2	21,63	m	H/L1	0,43	
H	16,5	m	CA	1,15	
0°/180°					
L1	21,63	m	L1/L2	0,56	
L2	38,87	m	H/L1	0,77	
H	16,5	m	CA	0,85	

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 10 - Parâmetros da ação do vento

Fatores para o cálculo do carregamento do vento		
V0 - Velocidade básica	45	m/s
S1 - Fator terreno	1	-
S2 - Categoria de rugosidade	IV	-
S2 - Classe da edificação	B	-
S3 - Fator estatístico	1	-

Fonte: Os autores (2023).

Com relação aos elementos inclinados, tanto as vigas quanto as lajes da rampa foram modeladas normalmente utilizando as ferramentas próprias para peças inclinadas disponibilizadas pelo programa. Toma-se como única exceção o caso das escadas, que não foram consideradas a fim de simplificação da análise.

As cargas verticais adotadas são provenientes da norma NBR 6120 (2019), considerando paredes com blocos de 19 cm de espessura e 1 cm de revestimento localizadas ao redor das caixas do elevador e da escada. Além disso, foi considerada a carga permanente relativa ao peso próprio do concreto (25 kN/m^3) e do revestimento dos pisos, contando com manta impermeável ($1,5 \text{ kN/m}^2$). Para as cargas acidentais, a mesma norma disponibiliza a seguinte tabela para o contexto de garagens:

Tabela 11 - Carregamentos acidentais em garagens

Categoria	PBT (kN)	Carga uniformemente distribuída (kN/m²)	Altura máxima (m)	Cargas concentradas Q_k (kN)	Força horizontal F_x (kN)	Força horizontal F_y (kN)	Altura H de aplicação das forças F_x e F_y (m)
I	≤ 30	3	2,3	12	100	50	0,5
II	≤ 90	5	2,6	60	180	90	0,5
III	≤ 160	7	3,0	100	240	120	1,0
IV	> 160	10	> 3,0	170 255	320	160	1,0
V	≤ 230	10	≥ 4,5	170	320	160	1,0

Fonte: NBR 6120 (2019).

Como o edifício projetado é apenas para o estacionamento de veículos de passeio, foi estabelecido que isso significa que abrange os veículos classificados pela Lei nº 9503 (1997) no art. 96, inciso II, letra a, item 7. Para eles foi estimado peso bruto total (PBT) ≤ 30 kN. Conclui-se então que a carga acidental uniformemente distribuída deve ser de 3 kN/m^2 em todos os pavimentos, com exceção da laje do ático que será acessada apenas em casos de manutenção

(adotado 1 kN/m² de carga accidental). Por fim, um resumo das cargas se encontra disposto na tabela seguinte.

Tabela 12 - Quadro de resumo das ações verticais do edifício

Carregamentos adotados				
Localização/ componente	Carga permanente (g)		Carga accidental (q)	
	Valor	Unidade	Valor	Unidade
PP da estrutura (concreto armado)	2,5	tf/m ³	-	-
Lajes de garagem	0,15	tf/m ²	0,3	tf/m ²
Laje de cobertura	0,15	tf/m ²	0,1	tf/m ²
Alvenaria de vedação em blocos de concreto vazado (e=19cm)	0,32	tf/m ²	-	-

Fonte: Os autores (2023).

Após o processamento, foi acusado um erro grave na estabilidade global do edifício, alegando a necessidade de se considerar os efeitos do desaprumo global. Tal problema ocorre devido ao fato da estrutura ser pouco esbelta, o que faz com que a ação proveniente do desaprumo seja mais relevante que o próprio vento. Após a mensagem do aviso, o próprio software sugere uma majoração dos coeficientes de arrasto que visam simular o desaprumo. Esta consideração foi então atendida para adequar o modelo.

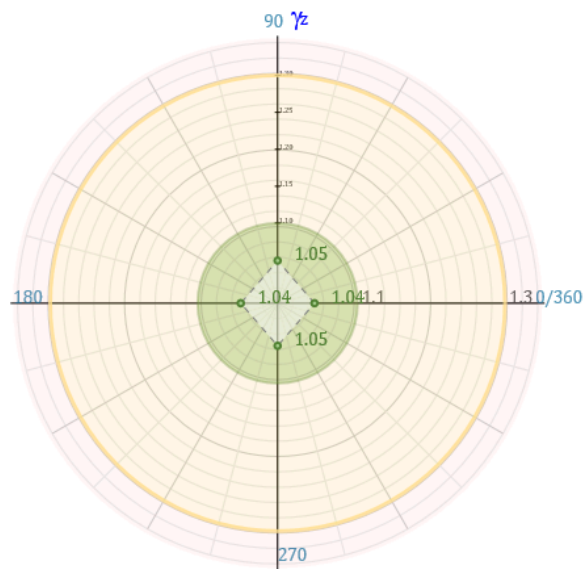
Tabela 13 - Coeficientes de arrasto iniciais e finais

Comparação dos coeficientes de arrasto			
Sentido	Valor inicial	Valor final	Diferença
0°/180°	0,85	1,12	31,76%
90°/270°	1,15	1,15	0,00%

Fonte: Os autores (2023).

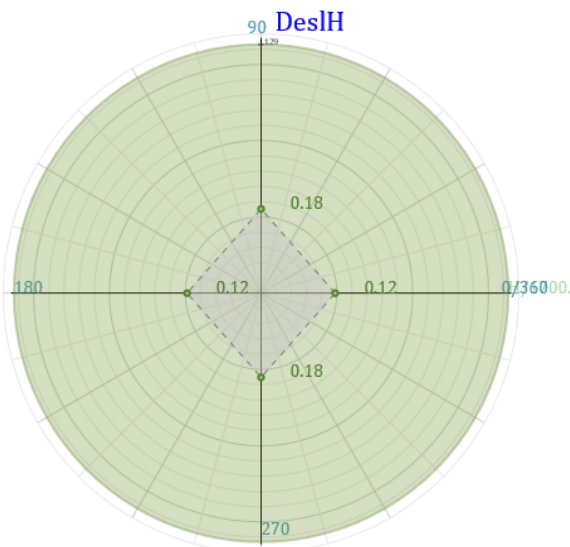
Como a estrutura possui mais de quatro pavimentos, é possível utilizar do coeficiente γ_z , que deve sempre ser menor que 1,3, no entanto, dado que o edifício-garagem modelado possui apenas sete pavimentos, é recomendado que este valor seja menor que 1,1, isto é, considerando a edificação como uma estrutura de nós fixos (de baixa deslocabilidade), conforme classificado pela ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 7 - Resultados da análise da estabilidade global - fator γ_z



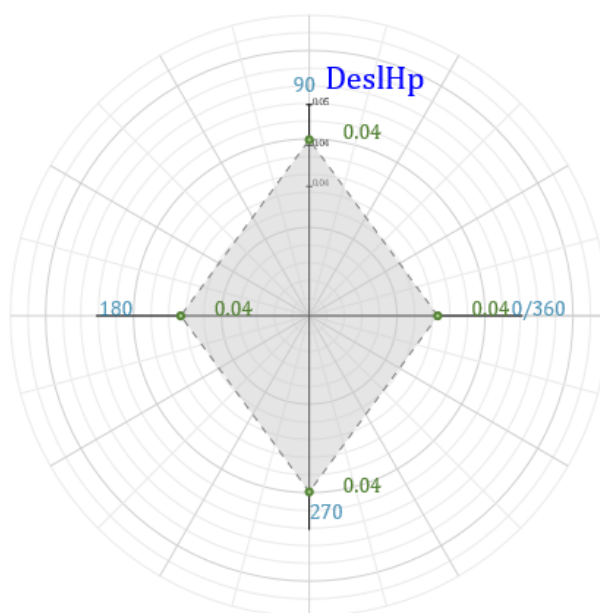
Fonte: Os autores (2023).

Figura 8 - Resultados da análise da estabilidade global - deslocamento horizontal (ELS)



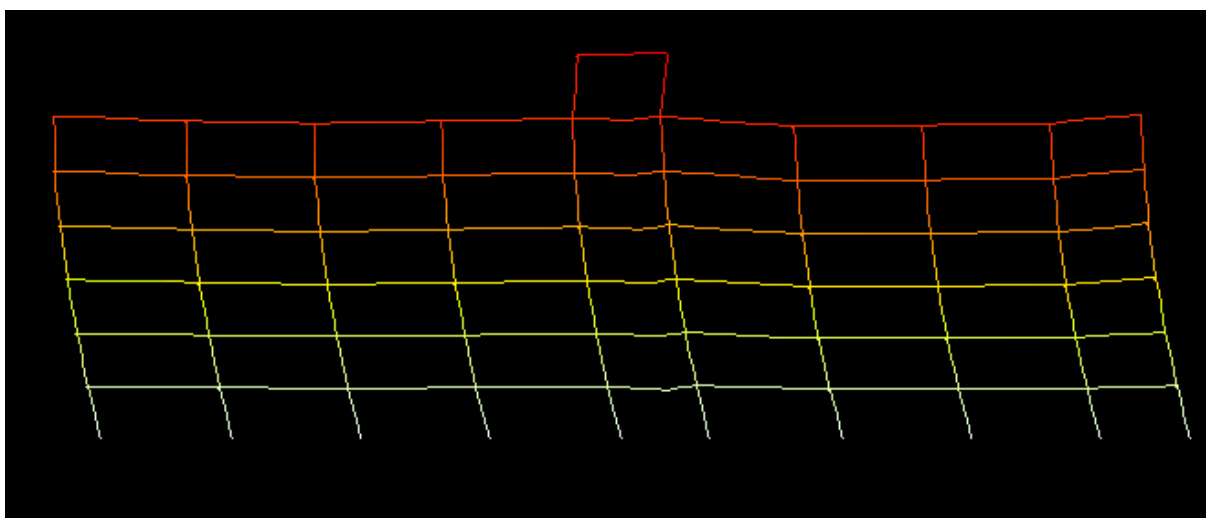
Fonte: Os autores (2023).

Figura 9 - Resultados da análise da estabilidade global - deslocamento horizontal entre pisos (ELS)



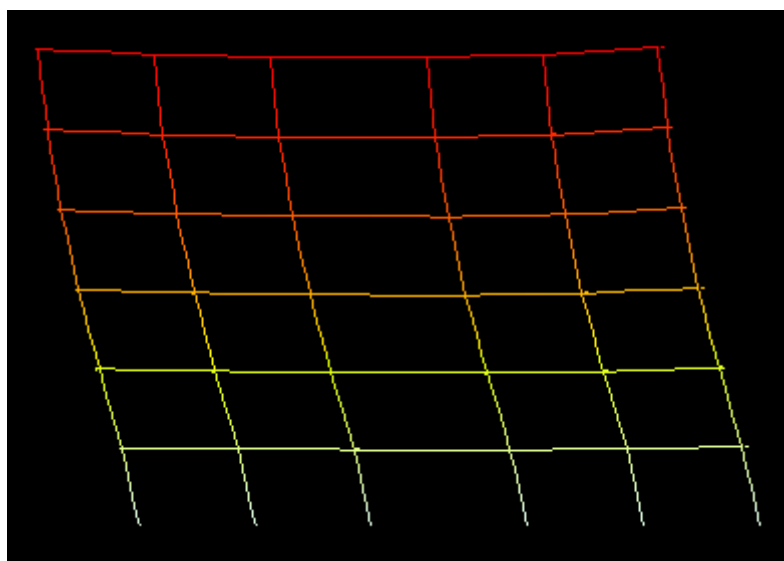
Fonte: Os autores (2023).

Figura 10 - Deformada do pórtico longitudinal no TQS.



Fonte: Os autores (2023).

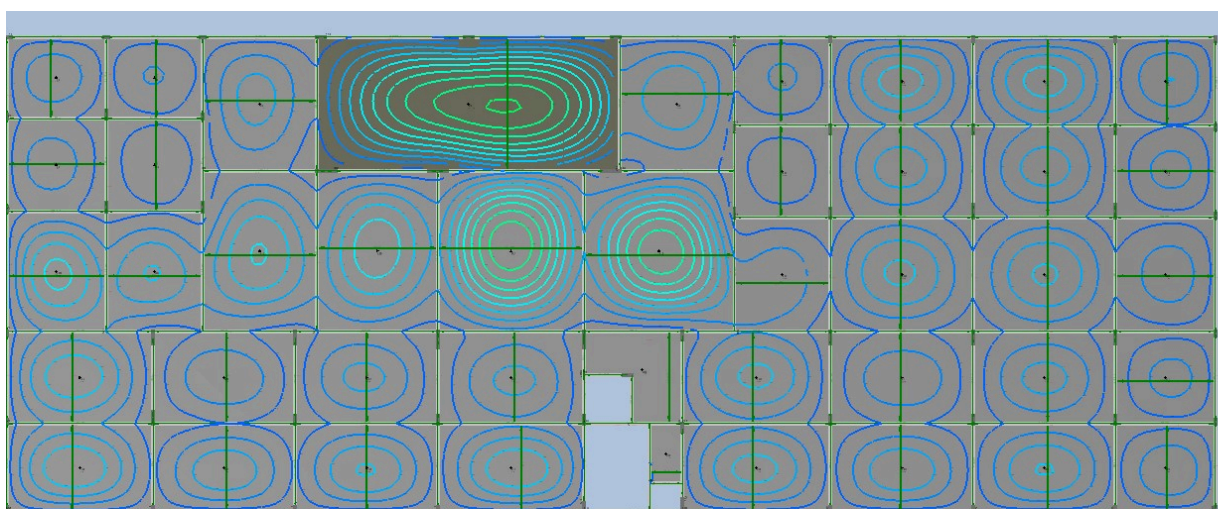
Figura 11 - Deformada do pórtico transversal no TQS.



Fonte: Os autores (2023).

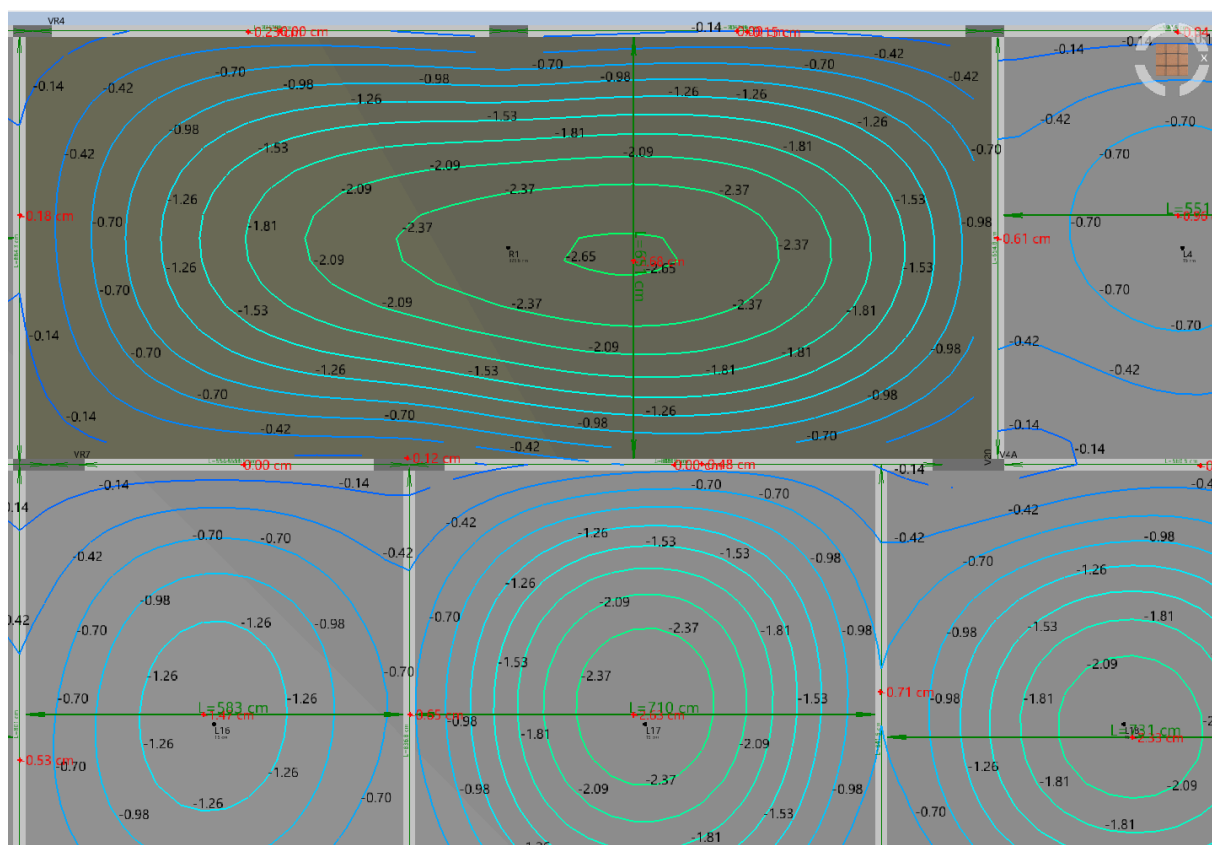
No contexto do Estado Limite de Serviço (ELS), verificou-se também os valores das flechas para a combinação quase permanente por meio da grelha linear do TQS. Vê-se que todos os resultados se encontram abaixo dos limites estabelecidos pela norma para seus respectivos vãos. Vale ressaltar que, *a priori*, a laje da rampa excedeu o limite de flecha. Assim, sua altura foi alterada para 20 cm, fazendo com que o valor limitante fosse agora respeitado.

Figura 12 - Análise das flechas (CQP) - grelha linear



Fonte: Os autores (2023).

Figura 13 - Detalhe das lajes mais solicitadas da análise das flechas (CQP) - grelha linear



Fonte: Os autores (2023).

Com os dados extraídos dos diagramas e relatórios, conclui-se que todas as lajes e vigas estão de acordo com os limites do ELS, inclusive as lajes L16, L17 e L18 com alturas inferiores às calculadas pelo pré-dimensionamento.

7.2.6. Dimensionamento

Para a realização do dimensionamento da estrutura, foram adotados os seguintes critérios:

- Pilares:
 - A taxa geométrica de armadura longitudinal deve ser inferior a 0,04 entre dois lances adjacentes, não se fazendo necessário o uso de luvas. Em síntese, $\rho < 4\%$;
 - A taxa de aço (massa / volume de concreto) deve estar entre 80 e 300 kgf/m³.

- Vigas:
 - $\rho_s < 4\%$;
 - Taxa de aço em torno de 100 kgf/m³;
 - Taxa de aço máxima igual a 300 kgf/m³;
 - Dimensões da mesa colaborante para seção T e limites de deformação conforme NBR 6118 (2014).
- Lajes:
 - Dimensionamento de tal forma que não seja necessário armaduras de punção de cisalhamento;
 - Taxa de aço (massa / volume de concreto) entre 30 e 40 kgf/m³.

A seguir, o edifício foi processado novamente, agora a fim de se dimensionar as armaduras. Com isso, observou-se que as vigas e lajes passaram com relativa folga, mas não foi possível o dimensionamento de alguns pilares. Dessa forma, todos os elementos que não atendiam aos critérios adotados foram redimensionados, ora os reduzindo a fim de se obter maior aproveitamento da seção, ora os expandindo, permitindo o devido alojamento das armaduras. Desta forma foram encontradas as dimensões expostas nas tabelas a seguir. Vale mencionar que nestes relatórios a divisão entre número inteiro e decimal é apresentada por ponto.

Tabela 14 - Relatório geral dos pilares

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P1	1 a 6	19X40	7.9 a 48.9	0.031 a 0.196	27 a 65	0.62 a 0.62	87.5
P2	1 a 6	19X40	13.1 a 77.4	0.052 a 0.31	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P3	1 a 6	19X40	15.1 a 89.6	0.06 a 0.359	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P4	1 a 6	19X80	16.6 a 116.1	0.066 a 0.464	13 a 56	0.41 a 0.65	76.1
P5	1 a 6	19X120	17.3 a 102.3	0.069 a 0.409	9 a 56	0.41 a 0.65	73.4
P6	1 a 6	19X60	13.5 a 112.7	0.054 a 0.451	18 a 56	0.41 a 0.86	82.6
P7	1 a 6	19X40	17.3 a 97	0.069 a 0.388	24 a 65	0.62 a 0.83	93.8
P8	1 a 6	19X40	16.8 a 103.5	0.067 a 0.414	24 a 65	0.62 a 1.29	105.0
P9	1 a 6	19X40	21.4 a 128.5	0.085 a 0.514	24 a 65	0.62 a 2.65	149.5

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	ν	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P10	1 a 6	19X40	19 a 116	0.076 a 0.464	24 a 65	0.62 a 2.12	128.0
P11	1 a 6	19X40	7.8 a 47.6	0.031 a 0.19	27 a 65	0.62 a 0.62	87.5
P12	1 a 6	19X40	13.5 a 81.3	0.054 a 0.325	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P13	1 a 6	19X60	16.6 a 101.1	0.066 a 0.404	16 a 56	0.41 a 0.69	69.5
P14	1 a 6	19X40	21 a 127.4	0.084 a 0.51	24 a 56	0.62 a 2.48	148.5
P15	1 a 6	19X40	21.9 a 126.8	0.088 a 0.507	24 a 56	0.62 a 2.12	133.5
P16	1 a 6	19X60	19 a 115	0.076 a 0.46	16 a 56	0.41 a 1.65	97.4
P17	1 a 6	19X60	22.3 a 134.2	0.089 a 0.537	16 a 56	0.41 a 2.82	141.4
P18	1 a 6	19X60	20.3 a 123	0.081 a 0.492	16 a 56	0.41 a 2.12	117.2
P19	1 a 6	19X40	13.1 a 78.6	0.052 a 0.314	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P20	1 a 6	22X120	20.6 a 131.9	0.082 a 0.528	9 a 48	0.46 a 1.52	111.8
P21	1 a 6	22X120	20.9 a 118.1	0.084 a 0.472	9 a 48	0.46 a 0.65	80.0
P22	1 a 6	19X120	17 a 117.2	0.068 a 0.469	9 a 56	0.54 a 1.76	125.2
P23	1 a 6	19X60	20.8 a 125.2	0.083 a 0.501	16 a 56	0.41 a 2.12	117.2
P24	1 a 6	19X40	17.4 a 104.9	0.069 a 0.42	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P25	1 a 6	19X60	21.6 a 127.9	0.086 a 0.512	16 a 56	0.41 a 2.76	140.9
P26	1 a 6	19X60	20.3 a 121.2	0.081 a 0.485	16 a 56	0.41 a 2.12	112.4
P27	1 a 6	19X60	22 a 130.4	0.088 a 0.522	16 a 56	0.41 a 3.31	152.2
P28	1 a 6	19X80	20.6 a 122.6	0.082 a 0.49	12 a 56	0.41 a 2.12	110.3
P29	1 a 6	19X80	18.9 a 111.7	0.075 a 0.447	12 a 56	0.41 a 1.14	77.9
P30	1 a 6	19X40	15.8 a 94.9	0.063 a 0.38	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P31	1 a 6	19X40	20.8 a 126.7	0.083 a 0.507	27 a 56	0.62 a 1.61	129.4
P32	1 a 6	19X80	19.3 a 113.7	0.077 a 0.455	12 a 56	0.41 a 2.07	111.7
P33	1 a 6	19X40	15.7 a 94.9	0.063 a 0.379	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P34	1 a 6	19X80	20.5 a 123.2	0.082 a 0.493	12 a 56	0.41 a 2.12	116.7
P35	1 a 6	19X120	19.7 a 113.8	0.079 a 0.455	8 a 56	0.54 a 1.61	108.1
P36	1 a 6	19X100	21.6 a 126.7	0.086 a 0.507	9 a 56	0.41 a 2.12	135.9
P37	1 a 6	19X60	21.3 a 127	0.085 a 0.508	16 a 56	0.41 a 3.31	152.2
P38	1 a 6	19X80	19.8 a 118.4	0.079 a 0.474	12 a 56	0.41 a 1.85	101.6
P39	1 a 6	19X80	19.9 a 119.3	0.08 a 0.477	12 a 56	0.41 a 1.85	101.6

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	v	λ	ρ	Taxa de aço (kgf/m ³)
P40	1 a 6	19X80	18.9 a 112.7	0.075 a 0.451	12 a 56	0.41 a 1.29	85.1
P41	1 a 7	19X60	5.6 a 30.2	0.022 a 0.121	16 a 67	0.41 a 0.41	59.7
P42	1 a 6	19X40	18.1 a 110.3	0.073 a 0.441	27 a 56	0.62 a 0.97	101.8
P43	1 a 6	19X80	18.5 a 109.9	0.074 a 0.44	12 a 56	0.41 a 1.45	88.9
P44	1 a 6	19X60	20.3 a 122.8	0.081 a 0.491	16 a 56	0.41 a 2.12	120.2
P45	1 a 6	19X60	20.9 a 131.1	0.083 a 0.524	16 a 56	0.41 a 2.82	141.4
P46	1 a 7	19X60	6.5 a 104.8	0.026 a 0.419	16 a 67	0.41 a 0.55	62.5
P47	1 a 6	19X60	22.6 a 135.5	0.091 a 0.542	16 a 56	0.41 a 3.31	164.4
P48	1 a 6	19X60	20.8 a 125.6	0.083 a 0.502	16 a 56	0.41 a 3.31	152.2
P49	1 a 6	19X60	19.8 a 117.6	0.079 a 0.47	16 a 56	0.41 a 2.12	107.9
P50	1 a 6	19X40	12.9 a 78.6	0.052 a 0.314	27 a 56	0.62 a 0.62	87.5
P51	1 a 7	19X60	7.2 a 131	0.029 a 0.524	16 a 67	0.41 a 1.76	94.6
P52	1 a 6	19X40	10.9 a 66	0.043 a 0.264	27 a 65	0.62 a 0.62	87.5
P53	1 a 6	19X60	16.2 a 97.5	0.065 a 0.39	16 a 65	0.41 a 0.86	77.8
P54	1 a 6	19X40	19.2 a 116	0.077 a 0.464	24 a 65	0.62 a 2.12	128.0
P55	1 a 6	19X60	16.7 a 99.8	0.067 a 0.399	16 a 65	0.41 a 1.06	83.0
P56	1 a 7	19X60	5.4 a 86.2	0.022 a 0.345	16 a 65	0.41 a 0.41	59.6
P57	1 a 7	19X80	4.2 a 75.4	0.017 a 0.302	12 a 65	0.41 a 0.41	60.4
P58	1 a 6	19X40	22.6 a 135.6	0.09 a 0.542	24 a 65	0.62 a 3.31	171.0
P59	1 a 6	19X40	20.4 a 121.6	0.081 a 0.486	24 a 65	0.62 a 2.48	144.9
P60	1 a 6	19X40	19.3 a 116.2	0.077 a 0.465	24 a 65	0.62 a 2.12	128.0
P61	1 a 6	19X40	7.7 a 44.5	0.031 a 0.178	27 a 65	0.62 a 0.62	87.5

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 15 - Relatório das vigas do pavimento-tipo

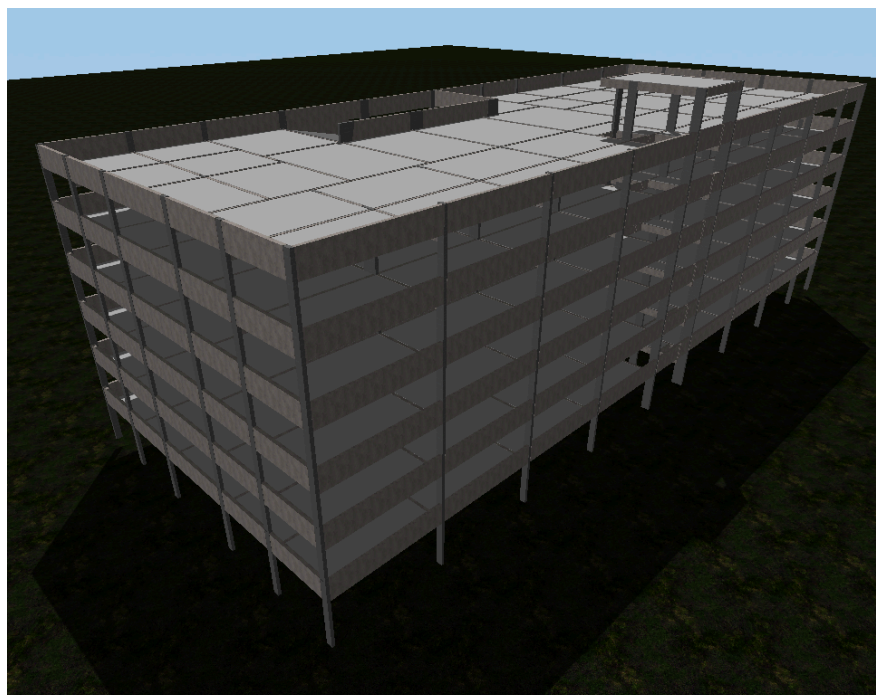
Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	H/L (%)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m³)
V1	480 a 732.5	10	19X125	17.06 a 26.04	0.16 a 0.46	0.11 a 0.11	53.6
V2	480 a 488	2	19X50	10.25 a 10.42	0.41 a 1.37	0.28 a 0.28	99.1
V3	480 a 710	4	19X50	7.04 a 10.42	0.5 a 1.56	0.28 a 0.28	91.4
V4	521 a 727	3	19X65	8.94 a 12.48	0.3 a 0.91	0.21 a 0.34	76.9
V5	480 a 498	2	19X50	10.04 a 10.42	0.37 a 0.68	0.28 a 0.28	62.0
V6	480 a 710	4	19X50	7.04 a 10.42	0.5 a 1.71	0.28 a 0.42	95.0
V7	492 a 738	9	19X50	6.78 a 10.16	0.49 a 2.75	0.28 a 0.84	130.9
V8	203.5 a 203.5	1	19X50	24.57 a 24.57	0.41 a 0.71	0.28 a 0.28	65.9
V9	710 a 730	4	19X50	6.85 a 7.04	0.46 a 1.93	0.28 a 0.37	116.9
V10	165 a 165	1	19X50	30.3 a 30.3	0.45 a 0.5	0.28 a 0.28	63.5
V11	710 a 730	4	19X125	17.12 a 17.61	0.21 a 0.38	0.11 a 0.11	56.7
V12	397.5 a 620	5	19X125	20.16 a 31.45	0.19 a 0.39	0.11 a 0.11	54.7
V13	372.5 a 604.5	3	19X50	8.27 a 13.42	0.52 a 1.58	0.28 a 0.28	87.0
V14	351 a 429	2	19X50	11.66 a 14.25	0.66 a 1.13	0.28 a 0.28	89.0
V15	392.5 a 604.5	3	19X50	8.27 a 12.74	0.52 a 1.75	0.28 a 0.44	97.2
V16	371 a 429	2	19X50	11.66 a 13.48	0.5 a 0.97	0.28 a 0.28	80.9
V17	669 a 801	2	19X65	8.11 a 9.72	0.45 a 2.06	0.21 a 0.43	128.1
V18	360 a 811	3	19X65	8.01 a 18.06	0.45 a 2.48	0.21 a 0.45	137.0
V19	208.5 a 409	2	19X50	12.22 a 23.98	0.41 a 0.66	0.28 a 0.28	59.4
V20	669 a 669	1	19X65	9.72 a 9.72	0.54 a 0.74	0.21 a 0.21	92.7
V21	244 a 244	1	19X50	20.49 a 20.49	0.37 a 0.5	0.28 a 0.28	55.3
V22	439 a 439	1	19X50	11.39 a 11.39	0.29 a 0.41	0.28 a 0.28	43.9
V23	348 a 348	1	19X50	14.37 a 14.37	0.59 a 0.86	0.28 a 0.28	85.7
V24	410 a 574.5	3	19X50	8.7 a 12.2	0.49 a 1.97	0.28 a 0.48	104.7
V25	380 a 589	5	Com variação	11.04 a 17.11	0.42 a 0.83	0.21 a 0.28	81.7
V26	370 a 580	5	19X50	8.62 a 13.51	0.43 a 1.1	0.28 a 0.28	74.7
V27	379 a 589	5	Com variação	11.04 a 17.15	0.42 a 0.85	0.21 a 0.28	83.3

Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	H/L (%)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)	Taxa de aço (kgf/m ³)
V28	439 a 590	5	19X125	21.19 a 28.47	0.16 a 0.33	0.11 a 0.11	53.3
V19A	811 a 811	1	25X65	8.01 a 8.01	0.72 a 1.76	0.21 a 0.36	144.1
V9A	492 a 492	1	19X50	10.16 a 10.16	0.37 a 0.66	0.28 a 0.28	57.4
V9B	499 a 738	4	19X50	6.78 a 10.02	0.46 a 1.93	0.28 a 0.38	106.6
23A	432 a 432	1	19X50	11.57 a 11.57	0.59 a 0.85	0.28 a 0.28	72.1
11A	492 a 492	1	19X125	25.41 a 25.41	0.31 a 0.31	0.11 a 0.11	62.6
11B	498.9 a 738	4	19X125	16.94 a 25.06	0.21 a 0.38	0.11 a 0.11	57.2
V4A	575.5 a 575.5	1	19X50	8.69 a 8.69	0.62 a 1.86	0.28 a 0.73	137.7
VR4	749.6 a 749.6	2	19X125	16.68 a 16.68	0.26 a 0.47	0.11 a 0.11	79.7
VR7	571.8 a 783.2	2	19X125	15.96 a 21.86	0.31 a 0.51	0.11 a 0.11	90.4

Fonte: Os autores (2023).

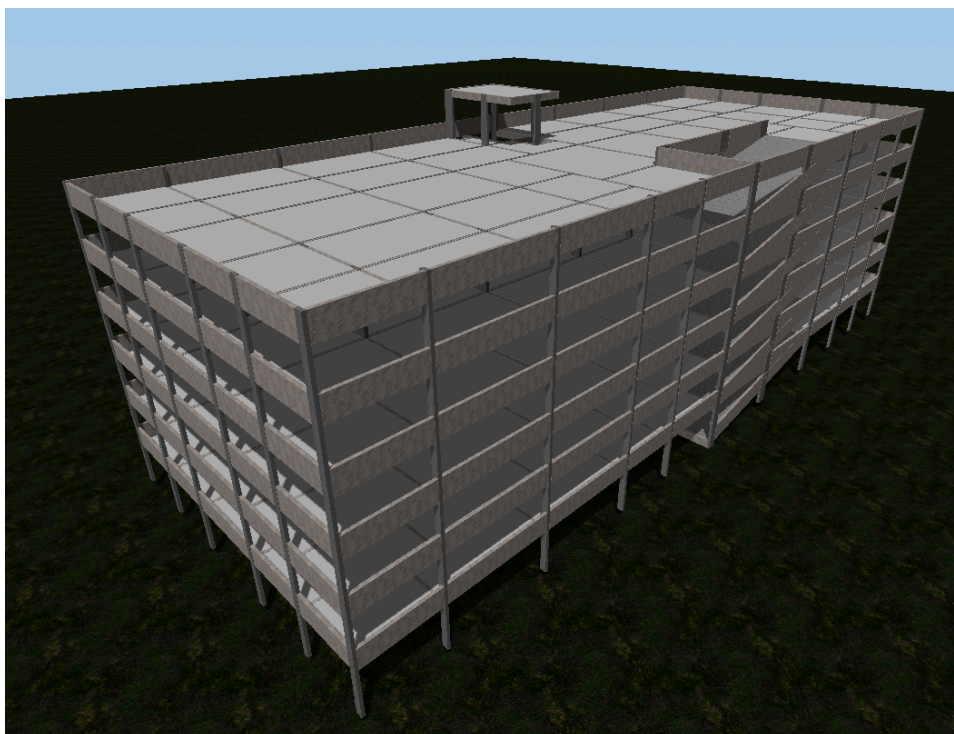
O resultado final do modelo tridimensional pode ser visualizado nas vistas abaixo. As plantas de formas e cortes do edifício-garagem em concreto armado estão dispostas nos Apêndices D e E.

Figura 14 - Vista 1 do modelo tridimensional



Fonte: Os autores (2023).

Figura 15 - Vista 2 do modelo tridimensional



Fonte: Os autores (2023).

7.2.7. Detalhamento

O software gera as armações dos elementos automaticamente, mas cabe aos engenheiros projetistas realizar as alterações necessárias para se racionalizar a execução da obra e tornar o projeto o mais claro possível. Com isso, estão representados os detalhamentos realizados para a laje L17, para a viga V19A e para o pilar P20 no Apêndice F deste documento. Estes elementos estruturais foram escolhidos para serem detalhados neste relatório por serem aqueles com os maiores carregamentos, salvo os inclinados, que não foram considerados.

A distribuição das barras positivas e negativas da laje L17 foi mantida conforme calculada automaticamente, com alguns ajustes para reduzir a segmentação das faixas, aperfeiçoando o detalhamento. Da mesma forma, na viga V19A diversas barras foram unidas. Por fim, para o pilar P20 foi uniformizado o transpasse de todas armaduras longitudinais para 40 \varnothing e foram alterados todos os estribos e ganchos que estavam superdimensionados, conforme orientações disponíveis na norma ABNT NBR 6118 (2014).

7.2.8. Resultados

Finalizado o dimensionamento, no próprio modelo confeccionado no TQS é possível calcular o consumo e obter o resumo dos materiais, como é mostrado nas Figuras a seguir, além dos índices da estrutura que serão úteis para as análises posteriores. Vale ressaltar que é apenas considerada a estrutura para a geração dos dados, não contabilizando os materiais de acabamento e vedação, o que, para este trabalho, é suficiente, uma vez que edifícios-garagem são em geral construções puramente estruturais.

Figura 16 - Consumo de concreto e forma - solução em concreto armado

Pavimento	Concreto (m3)					Fôrmas (m2)				
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros
Ático	2.13	1.93	3.14	0.00	0.00	29.05	22.13	31.41	0.00	0.00
Cobertura	20.29	87.44	174.24	0.00	0.00	284.52	912.84	1316.89	0.00	0.00
TIPO	81.16	343.82	696.96	0.00	0.00	1138.08	3584.32	5267.57	0.00	0.00
1oPAV	20.29	87.44	174.24	0.00	0.00	284.52	912.84	1316.89	0.00	0.00
Fundacao	0.00	84.28	0.00	0.00	0.00	0.00	992.70	0.00	0.00	0.00
Sapatas/Blocos	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	123.87	604.92	1048.58	0.00	0.00	1736.16	6424.83	7932.77	0.00	0.00

Fonte: Os autores (2023).

Figura 17 - Consumo de aço - solução em concreto armado

Pasta	Aço (kgf)				
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros
Ático	99	127	243	0	0
Cobertura	1302	6779	10940	0	0
TIPO	6664	29472	61530	0	0
1oPAV	6702	7063	10948	0	0
Fundacao	0	4667	0	0	0
TOTAL	14766	48107	83660	0	0

Fonte: Os autores (2023).

Vale salientar que foi adotada a transformação de kgf para kg como igual a 1. Isto porque a aceleração da gravidade é bastante próxima de 10 m/s^2 e, adotando este valor levemente superior, é possível tomá-lo como um coeficiente majorador, uma vez que o levantamento quantitativo é exclusivamente dos vergalhões em si.

Figura 18 - Resumo de materiais

Resumo de Materiais																	
Bitola	3.2	4.2	5	6.3	8	10	12.5	16	20	22	25	32	40	Aço	Concreto	Forma	Área
-	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	m3	m2	m2
Piso 7:ático	-	-	77	122	113	127	28	-	-	-	-	-	-	467	7.83	82.18	35.87
Piso 6: Cobertura	-	-	1198	7070	3134	2265	1978	1346	451	-	455	-	-	17897	283.43	2497.32	1430.40
Piso 5: TIPO	-	-	1212	7178	2899	2437	2031	1516	398	-	537	-	-	18208	281.36	2474.29	1430.40
Piso 4: TIPO	-	-	1212	7178	2899	2435	2018	1516	398	-	537	-	-	18193	281.36	2474.29	1430.40
Piso 3: TIPO	-	-	1088	7340	2899	2217	2368	1516	398	-	537	-	-	18363	281.36	2474.29	1430.40
Piso 2: TIPO	-	-	954	7602	2899	1968	2814	1969	550	-	537	-	-	19293	281.36	2474.29	1430.40
Piso 1: 1oPAV	-	-	997	7847	2981	2247	2082	3784	2562	-	1219	-	-	23719	281.36	2475.60	1430.40
Piso 0: Fundacao	-	-	481	334	957	1029	531	-	-	-	-	-	-	3332	0.80	9.69	1.23
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00
Totais	-	-	7219	44671	18781	14725	13850	11647	4757	-	3822	-	-	119472	1698.86	14961.95	8619.50

Fonte: Os autores (2023).

Figura 19 - Espessura média por pavimento

Pavimento	Espessura média (cm)
ático	20.1
Cobertura	19.7
TIPO	19.6
1oPAV	19.7
Fundacao	80.1

Fonte: Os autores (2023).

Figura 20 - Indicadores por pavimento

Pavimento/Pasta	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m2)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m2)	Consumo (kgf)	Taxa (kgf/m2)	Taxa (kgf/m3)
ático	7.20	0.20	82.58	2.302	468	13.05	65.07
Cobertura	281.97	0.20	2514.26	1.758	19020	13.30	67.45
TIPO	1121.94	0.20	9989.97	1.746	97666	17.07	87.05
1oPAV	281.97	0.20	2514.26	1.758	24713	17.28	87.64
Fundacao	84.28	0.80	992.70	9.431	4667	44.34	55.37
TOTAL	1777.36	0.20	16093.76	1.845	146534	16.80	82.44

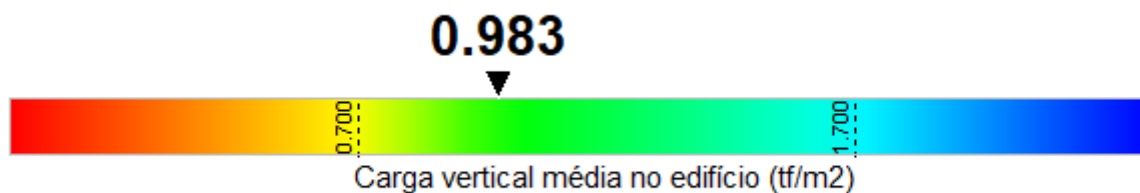
Fonte: Os autores (2023).

Figura 21 - Média dos índices

Índices	
Espessura média (m)	0.2
Taxa de formas (m2/m2)	1.74
Taxa de aço (kgf/m2)	13.86
Taxa de aço (kgf/m3)	70.32

Fonte: Os autores (2023).

Figura 22 - Carga vertical média no edifício



Fonte: Os autores (2023).

Outro valor muito relevante para analisar é a força normal que chega às fundações. Como não foram propriamente dimensionadas as fundações de cada solução, este valor funciona como um indicador da capacidade portante necessária para a fundação em cada caso. Isso se dá por conta da diferença do peso de cada sistema. Para o edifício em concreto armado foi extraída a planta de cargas automaticamente pelo TQS, gerando uma tabela contemplando todas as combinações cabíveis. Essa tabela pode ser, então, exportada para o Microsoft Excel a fim de determinar as combinações críticas e então encontrar os valores máximos de cada solicitação por pilar. Por conseguinte, calculou-se a média de todos os pilares, a qual resultou em 133,51 tf.

7.3. Solução em estrutura metálica

7.3.1. Concepção estrutural

Nesta etapa é crucial apresentar com clareza a concepção estrutural adotada para este projeto de edifício-garagem com foco nas estruturas metálicas. Esses princípios são o resultado de uma avaliação criteriosa das necessidades do projeto e das características específicas das estruturas em aço.

Durante toda concepção da estrutura buscou-se manter ao máximo a concepção adotada em concreto armado para que a análise comparativa entre ambas fosse a mais legítima e direta possível.

Uma característica fundamental da concepção estrutural é a utilização de lajes maciças sobre as vigas metálicas. Essa escolha oferece estabilidade e suporte necessários para o projeto, além de manter uma ligação direta com a concepção em concreto armado. É importante destacar que, desta forma, não há necessidade de

travamentos horizontais adicionais, uma vez que a ligação entre as vigas e as lajes se dará por meio de conectores “stud bolt”.

No que diz respeito aos travamentos verticais, havia necessidade para garantir a estabilidade, assim, optou-se por utilizar contraventamentos em “X” em alguns pórticos das fachadas do edifício, pois este tipo de travamento é geralmente mais barato e preferível em relação a ligações rígidas. Vale ressaltar que existe implicação arquitetônica em usar esses contraventamentos, porém, além deste tópico não fazer parte do escopo deste projeto, ainda há o fato de que a análise tem por premissa focar no aspecto puramente estrutural deste tipo de edificação.

Ademais, nas fachadas laterais é necessário se atentar para a entrada e saída dos veículos, assim sendo, um travamento único no pórtico central, por mais que seja mais econômico, torna-se inviável. Por isso, foram adotadas duas colunas de travamentos nesses lados. Para a fachada frontal, foram utilizadas duas colunas de contraventamentos e, no pórtico do núcleo de rigidez (elevadores e escada), foram utilizadas ligações rígidas (denominadas “LR”) para que estas não interferissem com a alvenaria. A concepção com seus travamentos pode ser visualizada no Apêndice G, onde se encontra o projeto finalizado.

É importante informar que para manter a integridade da comparação entre os modelos estruturais em concreto armado e estruturas metálicas, foi optado por não usar sistemas mistos em tantos subsistemas quanto possível, adotando nesta solução pilares exclusivamente metálicos. Essa escolha é fundamental para que possamos avaliar de forma justa as diferenças entre os dois sistemas estruturais e determinar as vantagens específicas da estrutura metálica em um projeto geral de edifício-garagem.

7.3.2. Pré-dimensionamento das vigas

O pré-dimensionamento em estrutura metálica das vigas, diferentemente do feito em concreto armado, leva em consideração basicamente o comprimento do vão entre os apoios da viga. O método empregado consiste em escolher um perfil I cuja altura da seção transversal seja da ordem de 1/25 do comprimento do maior vão superado pela viga analisada.

Assim, para cada viga foram levantados os vãos e calculados os comprimentos L de acordo com a expressão $h = L/25$. Em seguida foi feita a

conversão da medida para milímetros (mm) e o maior valor foi identificado, mas, uma vez que o método de pré-dimensionamento gera valores despadronizados no contexto da estrutura como um todo, foram adotadas duas alturas-padrão: 250 mm e 310 mm, próximas às calculadas, porém maiores com a finalidade de compatibilizar as seções.

Ressalta-se que a escolha da melhor massa por metro de viga não é levada em consideração nesta etapa. As Tabelas 16 e 17 mostram o resultado do pré-dimensionamento.

Tabela 16 - Pré-dimensionamento das vigas horizontais para a solução em estrutura metálica

Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado	Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado
V1	1	5,01	200,40	200	W 250 x 22,3	V7	6	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	2	4,80	192,00	200	W 250 x 22,3		7	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	3	5,91	236,40	250	W 250 x 22,3		8	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	4	7,35	294,00	400	W 310 x 23,8		9	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	5	7,35	294,00	400	W 310 x 23,8	V8	1	2,39	95,60	100	W 250 x 22,3
	6	5,91	236,40	250	W 250 x 22,3		1	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	7	4,80	192,00	200	W 250 x 22,3	V9	2	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	8	7,10	284,00	310	W 310 x 23,8		3	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	9	7,10	284,00	310	W 310 x 23,8		4	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	10	4,99	199,60	200	W 250 x 22,3		5	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V2	1	4,91	196,20	200	W 250 x 22,3		6	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	2	4,91	196,20	200	W 250 x 22,3		7	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V3	1	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		8	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	2	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		9	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	3	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3	V10	1	1,68	67,20	100	W 250 x 22,3
	4	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		1	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V4	1	7,19	287,60	310	W 310 x 23,8	V11	2	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V4A	1	5,70	228,00	250	W 250 x 22,3		3	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V5	1	4,98	199,20	200	W 250 x 22,3		4	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	2	4,80	192,00	200	W 250 x 22,3		5	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V6	1	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		6	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8

Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado	Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado
	2	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		7	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	3	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		8	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
	4	5,95	238,00	250	W 250 x 22,3		9	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8
V7	1	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8	VR1	1	7,35	294,00	310	W 310 x 23,8
	2	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8		2	7,35	294,00	310	W 310 x 23,8
	3	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8	VR2	1	5,72	228,80	250	W 310 x 23,8
	4	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8		2	8,80	352,00	360	W 310 x 23,8
	5	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8						

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 17 - Pré-dimensionamento das vigas verticais para a solução em estrutura metálica

Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado	Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado
V12	1	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3	V23	1	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3
	2	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3		2	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3
	3	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3	V24	1	4,83	193,20	200	W 250 x 22,3
	4	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3		2	4,83	193,20	200	W 250 x 22,3
	5	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3		3	4,82	192,80	200	W 250 x 22,3
V13	1	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3	V25	1	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	2	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3		2	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	3	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3		3	6,30	252,00	310	W 310 x 23,8
V14	1	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		4	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	2	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		5	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
V15	1	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3	V26	1	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	2	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3		2	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	3	4,90	196,00	200	W 250 x 22,3		3	6,30	252,00	310	W 310 x 23,8
V16	1	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		4	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	2	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		5	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
V17	1	7,35	294,00	310	W 310 x 23,8	V27	1	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	2	7,35	294,00	310	W 310 x 23,8		2	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
V18	1	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		3	6,30	252,00	310	W 310 x 23,8
	2	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		4	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
	3	8,01	320,40	310	W 310 x 23,8		5	4,25	170,00	200	W 250 x 22,3
V19	1	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3	V28	1	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3

Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado	Viga	Vão	L (m)	1/25 vão (mm)	h calc. (mm)	Perfil adotado
	2	4,51	180,40	200	W 250 x 22,3		2	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3
	3	8,01	320,40	310	W 310 x 23,8		3	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3
V20	1	6,70	268,00	310	W 310 x 23,8		4	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3
V21	1	2,44	97,60	200	W 250 x 22,3		5	4,70	188,00	200	W 250 x 22,3
V22	1	4,39	175,60	200	W 250 x 22,3						

Fonte: Os autores (2023).

7.3.3. Pré-dimensionamento dos pilares

Face à grande quantidade de métodos disponíveis nas bibliografias técnicas para o pré-dimensionamento de pilares em aço, optou-se por realizar este estudo por meio de três métodos distintos. Esta abordagem permitiu adquirir uma sensibilidade acerca dos parâmetros envolvidos, bem como uma base robusta para a escolha dos perfis metálicos mais adequados.

O primeiro método propõe a aplicação de duas fórmulas, as quais consideram o efeito da flambagem e do escoamento da seção transversal do pilar, cujas expressões são apresentadas logo abaixo.

$$I \geq \frac{N_d \cdot l_{fl}^2}{\pi^2 \cdot E} \cdot \gamma_{corr}$$

$$A \geq \frac{N_d}{f_{yd}}$$

Em que:

- A: área mínima necessária para a seção transversal do pilar;
- I: inércia mínima necessária para a seção do perfil (menor valor entre I_x e I_y);
- N_d : carregamento de pré-dimensionamento atuante na barra;
- f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço;
- E: módulo de elasticidade do aço;
- l_{fl} : comprimento de flambagem do pilar.

- $\gamma_{corr} = \frac{1650}{l_{fl}}$: coeficiente para correção, devido à flambagem local. No cálculo, l_{fl} é utilizado em centímetros.

Para edifícios de múltiplos pavimentos – como o edifício-garagem em análise –, a carga N_d que atua no pilar pode ser estimada conforme o conceito de área de influência já apresentado na seção 7.4.2. Neste estudo adotou-se uma carga por pavimento de 10 kN/m².

Uma vez impostas as condições para os valores de I e de A por intermédio dessas fórmulas, procede-se com a escolha adequada dos perfis de aço a serem utilizados nos pilares.

O segundo método consiste na aplicação da fórmula proposta por Rebello (2007), desenvolvida com base na sua experiência profissional com estruturas metálicas. A fórmula sugerida é apresentada a seguir.

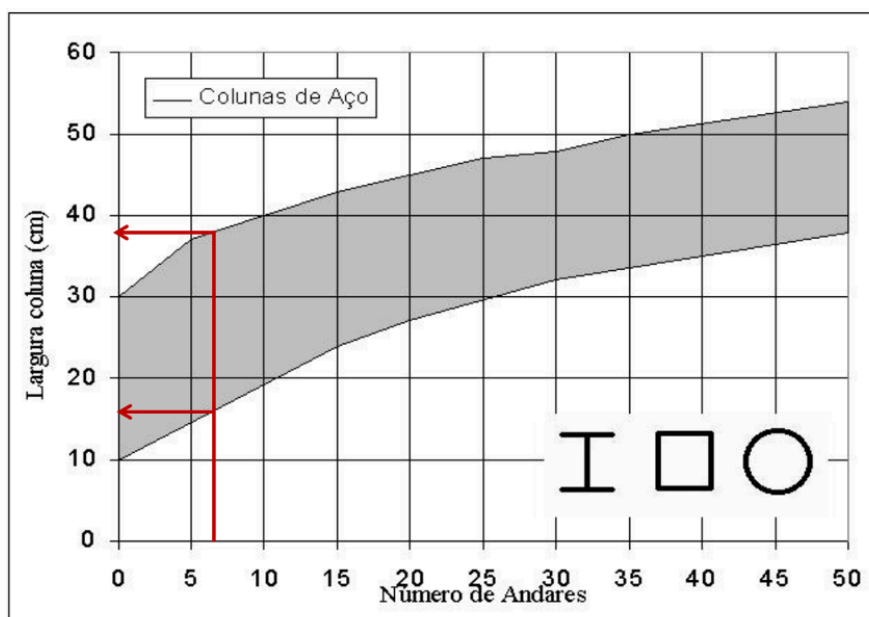
$$A \geq \frac{N_d}{7}$$

Em que:

- A : área mínima necessária para a seção transversal do pilar (cm²);
- N_d : carga atuante no pilar (kN).

Por fim, o terceiro método consiste na aplicação de ábacos de pré-dimensionamento elaborados pelo professor Corkill (1972). Os ábacos apresentam nas abscissas o número de pavimentos da edificação e nas ordenadas, a altura da seção. A Figura 21 apresenta o gráfico utilizado, sendo também possível notar que, na realidade, este método fornece uma faixa de valores para a altura dos pilares.

Figura 23 - Gráfico para o pré-dimensionamento de pilares



Fonte: Adaptado de Corkill (1972).

A Tabela 18 (p. 72-74) apresenta as dimensões pré-dimensionadas dos pilares em na estrutura metálica deste projeto, considerando a área de influência e a carga estimada.

Tabela 18 - Pré-dimensionamento dos pilares para a solução em estrutura metálica

Pilar	Área de influência (cm ²)	Carregamento estimado (kN)	Escoamento da ST Área (cm ²)	Flambagem Inércia (cm ⁴)	Rebello (2007) Área (cm ²)	Ábaco Altura (cm)	Perfil adotado (cm)
P1	5,2	364	19,7	1.181	52	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P2	9,2	644	34,8	2.089	92	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P3	10,3	721	38,9	2.339	103	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P4	22,8	1596	86,2	5.178	228	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93
P5	25,3	1771	95,6	5.745	253	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P6	23,2	1624	87,7	5.268	232	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P7	13,1	917	49,5	2.975	131	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P8	14,9	1043	56,3	3.384	149	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P9	17,8	1246	67,3	4.042	178	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79

Pilar	Área de influência (cm ²)	Carregamento estimado (kN)	Escoamento da ST Área (cm ²)	Flambagem Inércia (cm ⁴)	Rebello (2007) Área (cm ²)	Ábaco Altura (cm)	Perfil adotado (cm)
P10	14,8	1036	55,9	3.361	148	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P11	6,5	455	24,6	1.476	65	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P12	11,7	819	44,2	2.657	117	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P13	20,9	1463	79,0	4.746	209	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P14	23,3	1631	88,1	5.291	233	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P15	23,3	1631	88,1	5.291	233	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P16	26,5	1855	100,2	6.018	265	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P17	31,6	2212	119,4	7.176	316	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P18	27,2	1904	102,8	6.177	272	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P19	11,1	777	42,0	2.521	111	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P20	43,4	3038	164,1	9.856	434	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P21	48,7	3409	184,1	11.059	487	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P22	60	4200	226,8	13.625	600	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P23	29,5	2065	111,5	6.699	295	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P24	14,8	1036	55,9	3.361	148	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P25	26,4	1848	99,8	5.995	264	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P26	28,7	2009	108,5	6.517	287	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P27	29,8	2086	112,6	6.767	298	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P28	35,5	2485	134,2	8.062	355	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P29	30,3	2121	114,5	6.881	303	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P30	13,3	931	50,3	3.020	133	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P31	19,3	1351	73,0	4.383	193	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P32	37,7	2639	142,5	8.561	377	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P33	13,4	938	50,7	3.043	134	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P34	43,7	3059	165,2	9.924	437	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P35	46,1	3227	174,3	10.469	461	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93

Pilar	Área de influência (cm ²)	Carregamento estimado (kN)	Escoamento da ST Área (cm ²)	Flambagem Inércia (cm ⁴)	Rebello (2007) Área (cm ²)	Ábaco Altura (cm)	Perfil adotado (cm)
P36	33,1	2317	125,1	7.517	331	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P37	29,4	2058	111,1	6.676	294	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P38	36,2	2534	136,8	8.221	362	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P39	35,5	2485	134,2	8.062	355	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P40	30,3	2121	114,5	6.881	303	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P41	9,2	644	34,8	2.089	92	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P42	16,1	1127	60,9	3.656	161	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P43	31,3	2191	118,3	7.108	313	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93
P44	30,1	2107	113,8	6.835	301	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P45	30,5	2135	115,3	6.926	305	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93
P46	15,9	1113	60,1	3.611	159	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P47	32,5	2275	122,9	7.380	325	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P48	31,4	2198	118,7	7.131	314	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93
P49	27	1890	102,1	6.131	270	Entre 16 e 38 cm	HP 310 X 93
P50	11,1	777	42,0	2.521	111	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P51	24,9	1743	94,1	5.654	249	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P52	10,4	728	39,3	2.362	104	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P53	17,7	1239	66,9	4.019	177	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P54	17,4	1218	65,8	3.951	174	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P55	17,6	1232	66,5	3.997	176	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P56	9,2	644	34,8	2.089	92	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P57	10,6	742	40,1	2.407	106	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P58	18,2	1274	68,8	4.133	182	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P59	17,6	1232	66,5	3.997	176	Entre 16 e 38 cm	HP 310 x 79
P60	15,1	1057	57,1	3.429	151	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62
P61	6,4	448	24,2	1.453	64	Entre 16 e 38 cm	HP 250 x 62

Fonte: Os autores (2023).

7.3.4. Modelagem computacional

Assim como no edifício em concreto armado, foi utilizado o modelo IV do TQS para a modelagem da estrutura em aço. Além disso, também não se dimensionou as fundações, considerando os pilares engastados no solo em suas bases.

As lajes foram lançadas como maciças em concreto armado moldado no local, mantendo-se as espessuras anteriores, sem necessidade de se verificar seus ELU e ELS. Nas vigas, liberou-se a rotação vertical (eixo y) e horizontal (eixo z), a primeira a fim de se representar as articulações nos apoios, com exceção do pórtico do núcleo de rigidez, e a segunda para que não seja transmitido momento lateral nas vigas, visto que estas estão ligadas à laje.

Ademais, a fim de considerar a contribuição das lajes para as solicitações do pórtico, todas as vigas foram modeladas como mistas e separadas em posições próprias para cada vão, diferente do pré-dimensionamento. Nas configurações de todas as vigas mistas, utilizaram-se todas as opções padrão do programa, com exceção do espaçamento entre os conectores que foi igual a 25 cm para “stud bolts” $\frac{3}{4}$ ” - 80 MB. Como se manteve o campo de grau de interação da viga-laje com um valor nulo, o programa calcula este valor e a largura colaborante da laje por meio do espaçamento determinado. Caso necessário, o distanciamento pode ser modificado para cada viga após o processamento. Além disso, os perfis não foram considerados escorados e nem compostos de enrijecedores de alma.

Figura 24 - Janela de diálogo para configuração da seção mista das vigas

Dados de viga metálica

Seção mista

Seção mista ☐ Não ☒ Sim

Conectores de cisalhamento

Grau de interação viga-laje %

Espaçamento cm

Conector tipo ☒ Stud bolt ☐ Perfil U

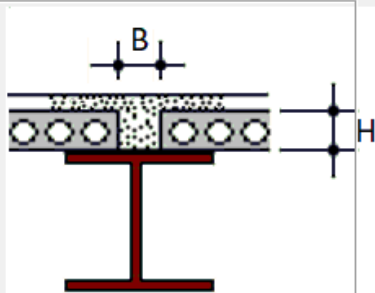
Efeito de atuação

Consideração da posição

Lajes não maciças

Largura de colaboração B cm

Altura de colaboração H cm



Controle de deformações

Contra flecha cm Deslocamento limite L/

Escoras ☒ Não ☐ Sim Espaçamento cm

Controle de cisalhamento

Enrijecedores de alma ☒ Não ☐ Sim Espaçamento cm

OK Cancelar

Fonte: Os autores (2023).

O coeficiente B_1 previsto na norma NBR 8800 (2008) é calculado de forma automática pelo TQS. Já o coeficiente B_2 é substituído pela análise de segunda ordem utilizando o método P- Δ .

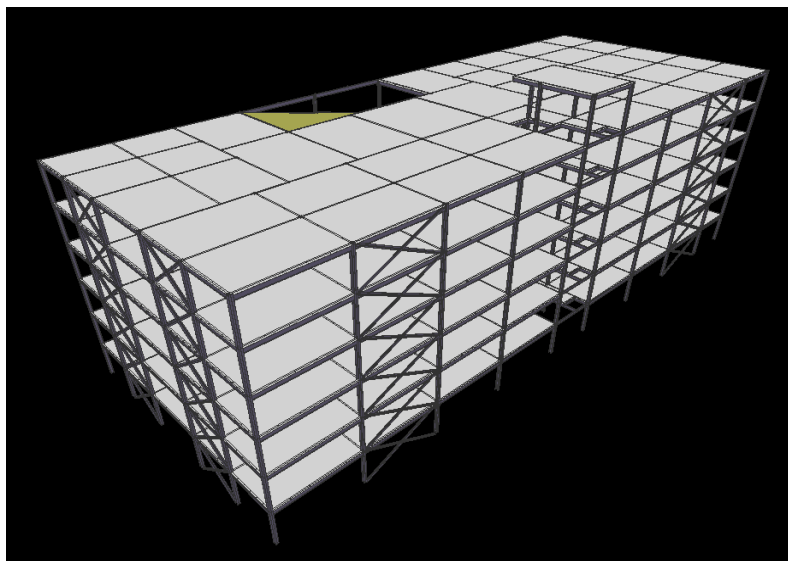
Vale salientar que todos os perfis selecionados para a modelagem foram os mesmos pré-dimensionados nos itens 7.3.2 e 7.3.3.

Todos os carregamentos permanentes e acidentais considerados na lajes da modelagem do edifício em concreto armado foram reutilizados neste novo modelo. Porém, houve alteração nas cargas das alvenarias por metro no núcleo de rigidez

por conta da diferença de altura das paredes, além de ter sido acrescentado um novo carregamento linear em todo o perímetro do edifício e das rampas, por conta dos parapeitos.

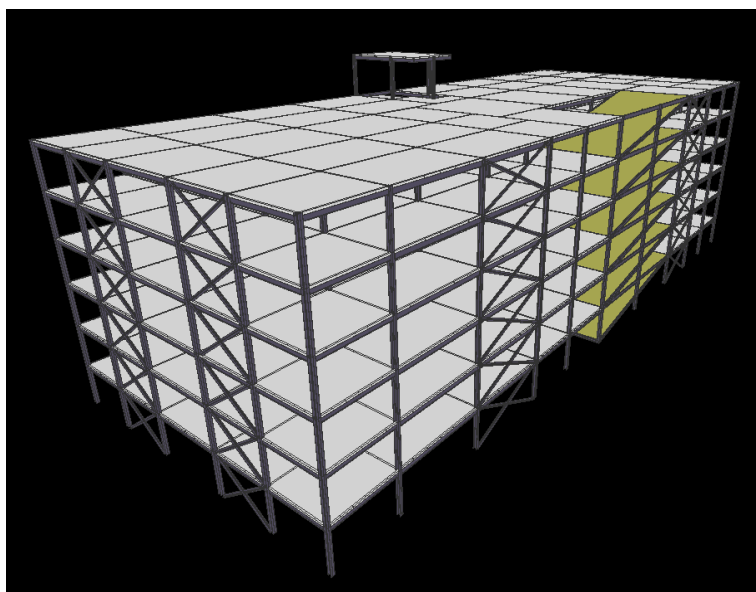
Vistas tridimensionais do edifício modelado podem ser visualizadas nas figuras seguintes.

Figura 25 - Vista 1 do modelo tridimensional em estrutura metálica



Fonte: Os autores (2023).

Figura 26 - Vista 2 do modelo tridimensional em estrutura metálica



Fonte: Os autores (2023).

7.3.5. Dimensionamento

Com a modelagem finalizada, processou-se globalmente o edifício. Os resultados das solicitações nas barras do pórtico do pórtico foram então exportados para o programa Metal Check, que lista todas as vigas e pilares no projeto, seus respectivos vãos, e grau de utilização, ou seja a maior relação entre o valor da solicitação e sua resistência.

Nas vigas, observaram-se alguns valores maiores que 100%. Ao expandir os detalhes da análise, foi percebido que em alguns casos a armadura de costura se mostrava subdimensionada para o grau de interação e espaçamento adotado. Nestes cenários foi reduzido o grau de interação e aumentada a área de aço da costura até que a utilização se tornasse menor que 100%.

O Metal Check contempla todas as verificações pertinentes para a viga, ora de estado limite último (como momento fletor, normal e cortante) e de estado limite de serviço (como o deslocamento horizontal e vertical). Um exemplo de verificação completa se encontra ilustrado na Figura 25.

Figura 27 - Exemplificação da janela de diálogo da verificação das vigas

Nome: V76 Vão (cm): 431.20

Pos. Travamento (cm): 213.75 Direção: X Contra flecha (cm): 0.00

$\delta_{lim} = L / 350.00$

f_y perfil (MPa): 250 f_{yk} capa (MPa): 35

f_u conector (MPa): 450 f_y aço laje (MPa): 500

Tabela de perfis: TQS I Perfil: W 250 x 22.3

h_t (cm): 12.00 h_w (cm): 0.00 b_t (cm): 53.44 b_w (cm): 0.00

d (cm): 25.40 t_{wp} (cm): 0.58

b_{tp} (cm): 10.20 t_{tp} (cm): 0.69

b_{bp} (cm): 10.20 t_{bp} (cm): 0.69

Enrijecedores de alma: 0 Escoras: ☐

A_{sc} costura \m (cm²): 3.50 A_{sc} capa (cm²): 0.00 Cobrimento (cm): 3.00

Conectores: Stud bolt Interação (%): 42.0

φ (cm): 1.90 R_p: 1.00 R_p: 1.00

Combinação: Piso 2: 13 - ELU1/PERM/PP+PERM

Momento fletor positivo: Verificação crítica (kNm): M_{sd} = 43.4 M_{red} = 107.9

Quantidade de conectores: Grau de interação: η₁ = 0.42 η₁ min = 0.40 Espaçamento entre conectores = 71.87 cm Espaçamento detalhado entre conectores = 2500.00 cm

Armadura de costura: Verificação crítica (kN): V_{sd} = 124.0 V_{red} = 267.7 Área de armadura \m (cm²): A_{sc} = 3.50 A_{sc} min = 2.40 A_{sc} nec = 2.40

Tensões em serviço: Verificação crítica (MPa): σ_{sd} = -98 σ_{red} = -227

Força normal: Verificação crítica (kN): N_{sd} = 47.0 N_{red} = 339.7 N_{sd} = -34.6 N_{red} = -636.5

Força Cortante: Verificação crítica (kN): V_{sd} = 51.4 V_{red} = 200.9 V_{sd} = -40.5 V_{red} = -200.9

Força Cortante: Verificação crítica (kN): V_{sd} = 0.3 V_{red} = 191.9 V_{sd} = -0.3 V_{red} = -191.9

Pré dimensionar Utilização máxima 47.4 %

Fonte: Os autores (2023).

Vale salientar que foi escolhido manter a taxa de utilização dos elementos abaixo de 85%. Nos casos que este valor extrapolava os 85%, os perfis em questão foram trocados para seções de maior porte. Assim, tem-se a listagem final dos perfis utilizados e seus respectivos resultados das verificações resumidos na Tabela 19.

Tabela 19 - Vigas do pavimento-tipo - estrutura metálica

Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)	Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)
V 1	W 250 x 22,3	490,2	40,7	V 55	W 250 x 22,3	498,9	50
V 2	W 250 x 22,3	472,2	42,3	V 56	W 250 x 22,3	431,2	32,6
V 3	W 250 x 22,3	562,2	42,1	V 57	W 250 x 22,3	454,2	26,5
V 4	W 310 x 23,8	750,8	89,6	V 58	W 250 x 22,3	591,2	43,3
V 5	W 310 x 23,8	750,8	89,6	V 59	W 250 x 22,3	455,2	43,9
V 6	W 250 x 22,3	566,1	35,1	V 60	W 250 x 22,3	404,1	25,6
V 7	W 250 x 22,3	480,0	41,6	V 61	W 250 x 22,3	595,1	84,4
V 8	W 310 x 23,8	710,0	72	V 62	W 250 x 22,3	455,2	43,2
V 9	W 310 x 23,8	710,0	69,7	V 63	W 250 x 22,3	404,1	41,7
V 10	W 250 x 22,3	499,0	50	V 64	W 310 x 23,8	430,7	78,8
V 11	W 250 x 22,3	498,0	40,9	V 65	W 310 x 23,8	453,2	83,4
V 12	W 250 x 22,3	480,0	25,6	V 66	W 250 x 22,3	594,6	44,7
V 13	W 250 x 22,3	479,9	22,5	V 67	W 250 x 22,3	454,7	72,4
V 14	W 310 x 23,8	710,0	78,7	V 68	W 250 x 22,3	404,1	55,6
V 15	W 310 x 23,8	710,1	73,1	V 69	W 250 x 22,3	430,7	45,6
V 16	W 250 x 22,3	498,9	41,1	V 70	W 250 x 22,3	453,2	37,4
V 17	W 250 x 22,3	565,6	42,5	V 71	W 310 x 23,8	801,0	76,2
V 18	W 250 x 22,3	593,2	39,3	V 72	W 310 x 23,8	669,0	68,1
V 19	W 310 x 52	903,3	47,1	V 73	W 250 x 22,3	430,7	82,1
V 20	W 250 x 22,3	565,6	52,6	V 74	W 250 x 22,3	453,2	49,5
V 21	W 250 x 22,3	498,0	50,1	V 75	W 310 x 52	798,1	83,7
V 22	W 250 x 22,3	480,0	53,7	V 76	W 250 x 22,3	431,2	47,4

Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)	Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)
V 23	W 250 x 22,3	479,9	26	V 77	W 250 x 22,3	453,7	35,8
V 24	W 310 x 23,8	710,0	83,9	V 78	W 310 x 52	798,1	79,8
V 25	W 310 x 23,8	710,1	81,7	V 79	W 310 x 23,8	669,0	64
V 26	W 250 x 22,3	498,9	47	V 80	W 250 x 22,3	244,0	13,6
V 27	W 310 x 23,8	730,0	82,7	V 81	W 250 x 22,3	439,0	45,6
V 28	W 310 x 23,8	709,5	62,2	V 82	W 250 x 22,3	431,2	73
V 29	W 310 x 23,8	710,5	70	V 83	W 250 x 22,3	453,7	44,9
V 30	W 310 x 52	729,0	41,8	V 84	W 310 x 23,8	565,1	81,3
V 31	W 250 x 22,3	492,0	32,1	V 85	W 250 x 22,3	452,7	52,2
V 32	W 310 x 23,8	738,0	84,5	V 86	W 250 x 22,3	431,9	70,4
V 33	W 310 x 23,8	710,0	83,7	V 87	W 250 x 22,3	430,7	81,9
V 34	W 310 x 23,8	710,0	71,8	V 88	W 250 x 22,3	453,2	65,6
V 35	W 250 x 22,3	499,0	51,9	V 89	W 250 x 22,3	560,7	84,1
V 36	W 250 x 22,3	235,1	42,8	V 90	W 250 x 22,3	452,7	51,8
V 37	W 310 x 23,8	730,0	77,2	V 91	W 250 x 22,3	431,9	63,3
V 38	W 310 x 23,8	709,5	70,2	V 92	W 250 x 22,3	430,7	84,8
V 39	W 310 x 23,8	710,5	50,5	V 93	W 250 x 22,3	453,2	55
V 40	W 310 x 23,8	729,0	82,2	V 94	W 310 x 23,8	560,7	80,4
V 41	W 250 x 22,3	492,0	58,4	V 95	W 250 x 22,3	452,2	69,4
V 42	W 310 x 23,8	738,0	76,9	V 96	W 250 x 22,3	431,2	82,7
V 43	W 310 x 23,8	710,0	73,2	V 97	W 250 x 22,3	431,2	75,3
V 44	W 310 x 23,8	710,1	82,5	V 98	W 250 x 22,3	453,7	48,9
V 45	W 250 x 22,3	498,9	45,4	V 99	W 310 x 23,8	560,7	81,8
V 46	W 250 x 22,3	165,0	8,5	V 100	W 250 x 22,3	452,7	54
V 47	W 310 x 23,8	730,0	76	V 101	W 250 x 22,3	431,7	69,2
V 48	W 310 x 23,8	709,5	80,2	V 102	W 250 x 22,3	431,2	46,3
V 49	W 310 x 23,8	710,5	51,5	V 103	W 250 x 22,3	454,2	44
V 50	W 310 x 23,8	729,0	71,9	V 104	W 250 x 22,3	561,8	48,3

Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)	Viga	Perfil	Vão (cm)	Utilização (%)
V 51	W 250 x 22,3	492,0	32,9	V 105	W 250 x 22,3	452,7	44,1
V 52	W 310 x 23,8	738,0	79,5	V 106	W 250 x 22,3	432,8	46,1
V 53	W 310 x 23,8	710,0	56,7	VR 20	W 310 x 52	608,4	63,9
V 54	W 310 x 23,8	710,1	84,9	VR 84	W 310 x 52	766,0	67,1

Fonte: Os autores (2023).

Para isso, foi necessário calcular o coeficiente B_2 .

A metodologia que norteia o coeficiente B_2 é descrita no Anexo D da NBR 8800 (2008). O principal objetivo dessa metodologia é realizar a análise dos efeitos da não linearidade geométrica global (Efeito P- Δ) na estrutura. Para tanto, é realizada uma aproximação da relação entre os deslocamentos laterais obtidos na análise de segunda ordem e de primeira ordem.

O procedimento inicial dessa análise é a classificação do nível de deslocabilidade da estrutura com base nos valores do coeficiente B_2 . Para valores do coeficiente B_2 menores ou iguais a 1,1, a estrutura é classificada como sendo de pequena deslocabilidade; para valores situados entre 1,1 e 1,4, a estrutura recebe a classificação de média deslocabilidade; e quando os valores superam 1,4, grande deslocabilidade. Este coeficiente é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\Sigma N_{sd}}{\Sigma H_{sd}}}$$

Em que:

- R_s : Coeficiente de ajuste, igual a 0,85 em estruturas cujo sistema resistente a ações horizontais é constituído por contraventamentos e 1,0 para os demais tipos de estruturas;
- Δh : Deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado, obtido pela análise de primeira ordem;
- h : Altura do andar (distância entre eixos das vigas de dois andares consecutivos);
- ΣN_{sd} : Somatório das cargas gravitacionais atuantes no andar considerado;
- ΣH_{sd} : Força cortante no andar;

Dessa forma, foram elaborados modelos de análise de primeira ordem utilizando o FTool para a análise dos pórticos que compõem a estrutura do edifício-garagem. As figuras a seguir ilustram os modelos desenvolvidos, cujos carregamentos verticais adotados estão reunidos na Tabela 20. Os esforços horizontais devido à ação do vento foram calculados conforme os parâmetros já apresentados na Seção 7.2.5 (Tabela 10).

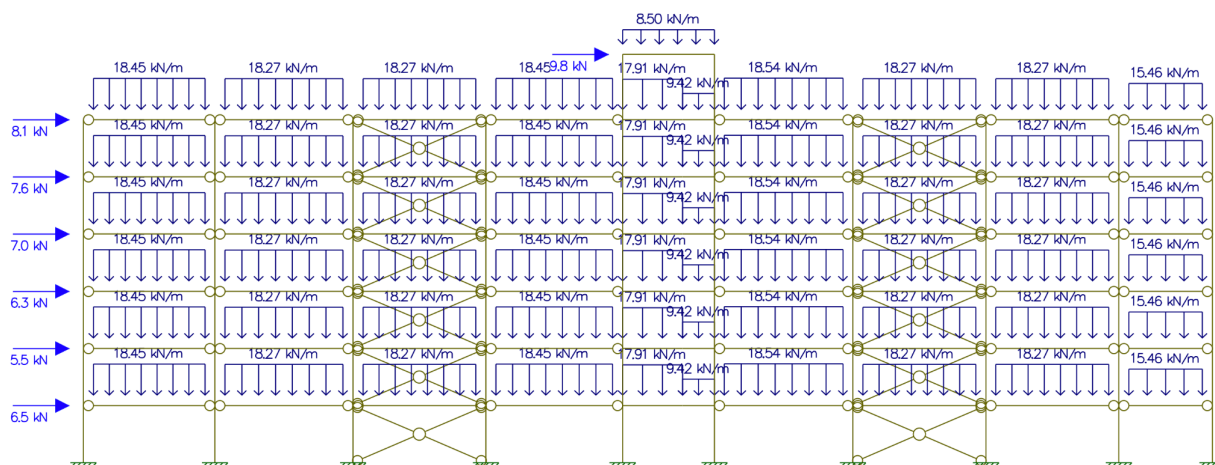
Mediante o cálculo dos valores obtidos para o Coeficiente B_2 , foi possível classificar a estrutura como sendo de pequena deslocabilidade e obter os esforços solicitantes de cálculo dos pilares.

Tabela 20 - Quadro de resumo das ações verticais do edifício

Carregamentos adotados				
Localização/ componente	Carga permanente (g)		Carga accidental (q)	
	Valor	Unidade	Valor	Unidade
PP da laje (concreto armado)	2,5	tf/m ³	-	-
Lajes de garagem	0,1	tf/m ²	0,3	tf/m ²
Laje de cobertura	0,15	tf/m ²	0,1	tf/m ²
Alvenaria de vedação em blocos de concreto vazado (e = 19 cm)	0,32	tf/m ²	-	-

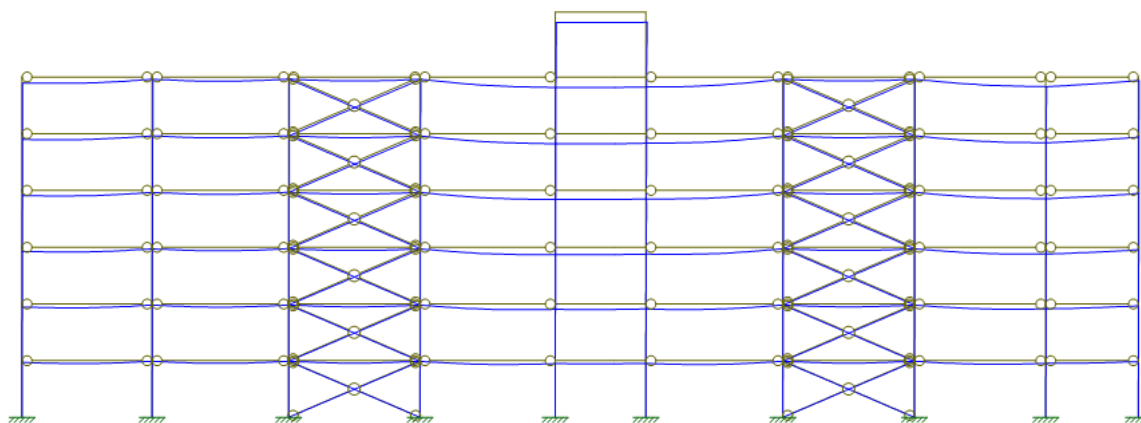
Fonte: Os autores (2023).

Figura 28 - Modelo de análise do pórtico longitudinal no Ftool



Fonte: Os autores (2023).

Figura 29 - Deformada do pórtico longitudinal no Ftool



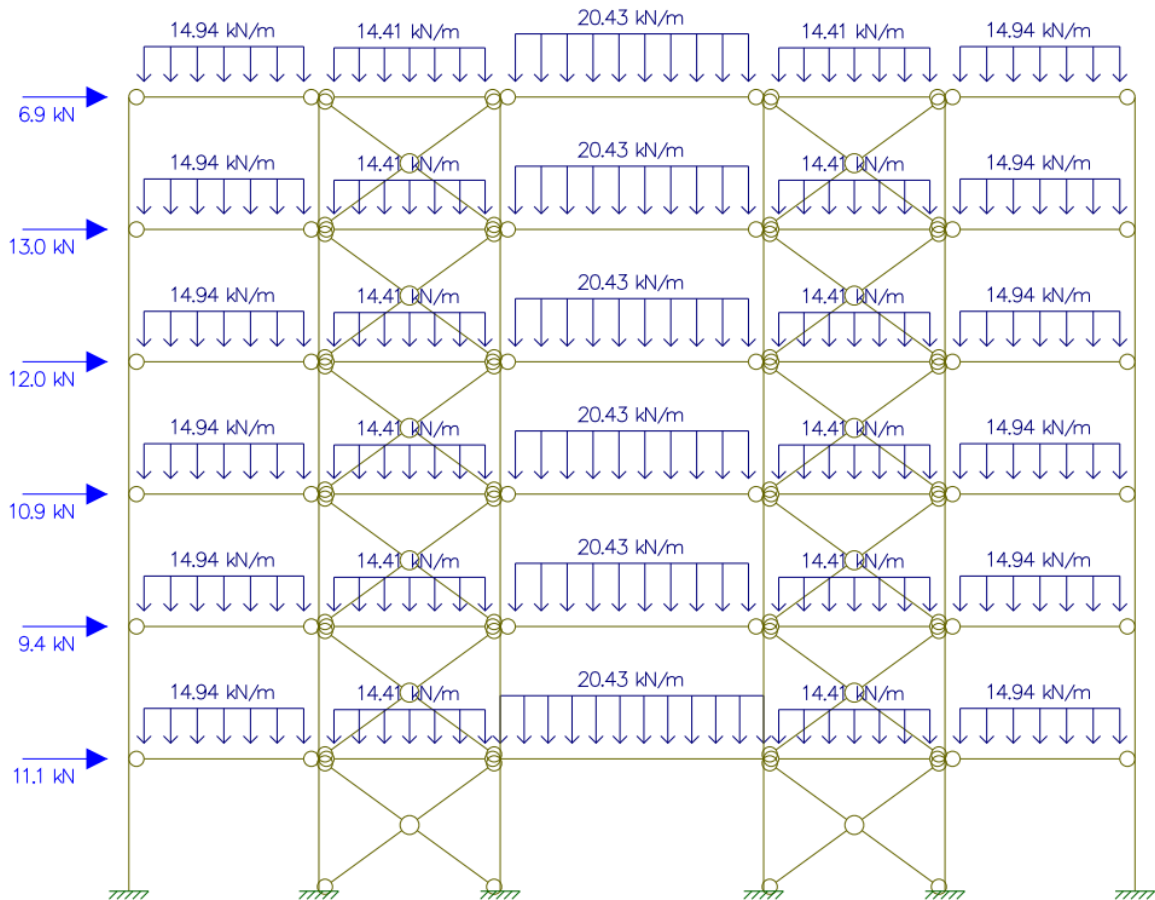
Fonte: Os autores (2023).

Tabela 21 - Cálculo do coeficiente B_2 do pórtico longitudinal

Andar	D_x (mm)	Δ_h (mm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	F_{vento} (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2 (kN)	Classificação
1°	0,37	0,37	6498,01	6,46	50,70	1,02	Pequena
2°	1,16	0,79	5421,95	5,49	44,24	1,03	Pequena
3°	2,38	1,22	4345,89	6,33	38,75	1,05	Pequena
4°	3,93	1,55	3269,83	7,00	32,43	1,05	Pequena
5°	5,80	1,86	2193,77	7,56	25,43	1,06	Pequena
6°	8,07	2,27	1117,71	8,06	17,87	1,05	Pequena
Ático	7,04	7,04	41,65	9,80	9,80	1,01	Pequena

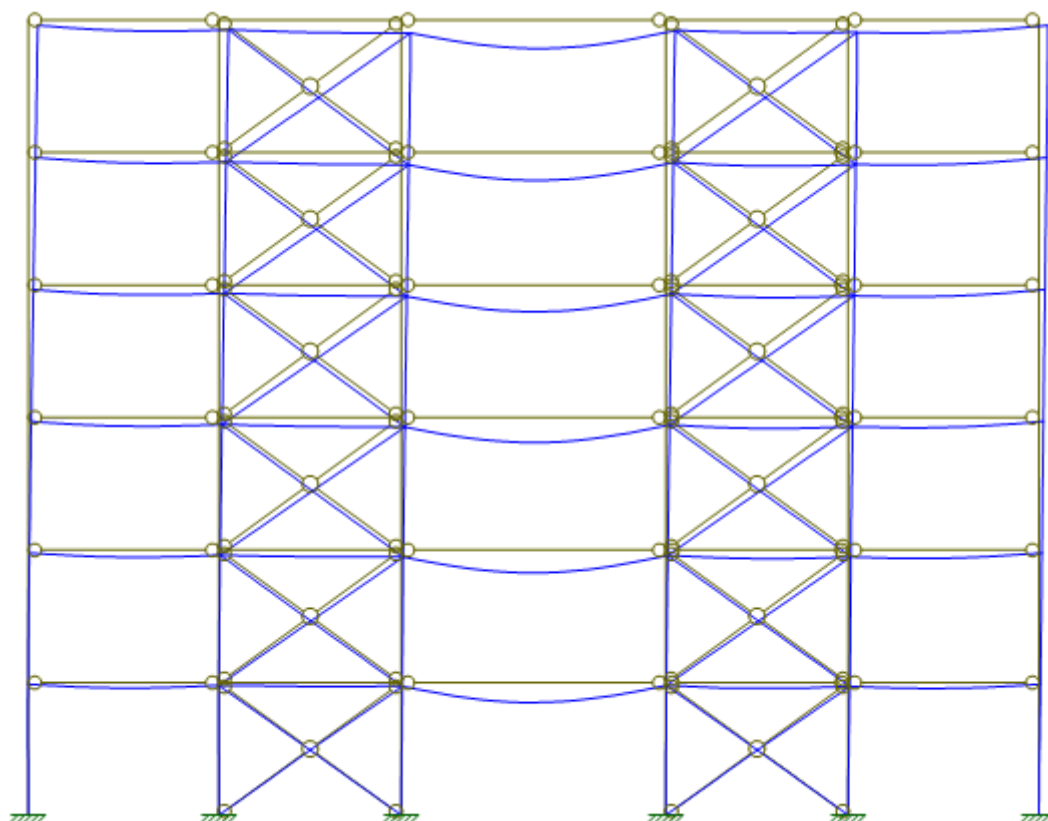
Fonte: Os autores (2023).

Figura 30 - Modelo de análise do pórtico transversal no Ftool



Fonte: Os autores (2023).

Figura 31 - Deformada do pórtico transversal no Ftool



Fonte: Os autores (2023).

Tabela 22 - Cálculo do coeficiente B_2 do pórtico transversal

Andar	D_x (mm)	Δ_h (mm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	F_{vento} (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2 (kN)	Classificação
1°	3,23	3,23	2147,69	11,08	63,25	1,04	Pequena
2°	3,55	0,33	1789,74	9,42	52,17	1,00	Pequena
3°	3,72	0,17	1431,79	10,85	42,75	1,00	Pequena
4°	3,92	0,20	1073,84	12,00	31,90	1,00	Pequena
5°	4,10	0,18	715,90	12,98	19,89	1,00	Pequena
6°	4,26	0,16	357,95	6,92	6,92	1,00	Pequena

Fonte: Os autores (2023).

Com base nos esforços solicitantes calculados, utilizou-se o Metal Check para realizar as verificações de força normal, momento fletor, momento fletor lateral e interação crítica, além das verificações de estabilidade local (FLM, FLT e FLA). O vão considerado é a altura do piso-a-piso estrutural, 3,06 m, e os fatores K_x e K_y estão dispostos na NBR 8800 (2008). Assim, como será utilizado o primeiro lance para verificar cada pilar, e a fundação foi considerada como um engaste perfeito, o caso que melhor descreve a situação estudada é o caso (b), o que leva a um valor recomendado de 0,8 para K_x e K_y , como mostra a Figura 28.

Figura 32 - Valores teóricos e tabelados dos coeficientes K_x e K_y

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: NBR 8800 (2008).

Assim sendo, alguns pilares não passaram na verificação, sendo necessário aumentar sua seção. Além disso, também foi procurado manter a taxa de utilização menor que 85%, fazendo com que alguns elementos tivessem seus perfis trocados. Os perfis finais adotados para cada pilar estão expostos na tabela abaixo.

Tabela 23 - Pilares - estrutura metálica

Pilar	Perfil	N_{total} (kN)	M_{sup} (kNm)	M_{inf} (kNm)	Utilização (%)
P 1	HP 250 x 62	586,2	2,7	5	40,7%
P 2	HP 250 x 62	1098,0	6,6	12,4	83,5%
P 3	HP 250 x 62	1003,7	7,7	14,5	79,9%
P 4	HP 310 x 110	1695,4	6,6	15,5	66,1%
P 5	HP 310 x 79	1342,2	6,5	13,3	77,1%
P 6	HP 310 x 79	1342,2	2,7	5	70,3%
P 7	HP 250 x 62	626,2	11,8	13,2	54,8%
P 8	HP 250 x 62	719,0	7,7	14,5	62,1%
P 9	HP 310 x 79	1125,3	7,7	14,5	67,5%
P 10	HP 250 x 62	925,9	6,6	12,4	72,7%
P 11	HP 250 x 62	429,1	2,7	5	33,1%
P 12	HP 250 x 62	1059,6	2,7	5	72,6%
P 13	HP 310 x 110	1910,1	11,2	18,3	74,9%
P 14	HP 310 x 110	1862,3	11,4	18,6	73,4%
P 15	HP 310 x 79	1330,8	7,8	14,3	77,4%
P 16	HP 310 x 110	1530,8	11,9	19,3	62,5%
P 17	HP 250 x 62	568,9	7,8	14,6	52,8%
P 18	HP 250 x 62	582,7	6,7	12,5	51,3%
P 19	HP 250 x 62	378,8	2,7	5	30,0%
P 20	HP 310 x 110	2010,4	36,9	30,3	84,9%
P 21	HP 310 x 110	2009,6	27,3	33,7	84,7%
P 22	HP 310 x 110	1947,8	30,3	38,3	84,0%
P 23	HP 310 x 79	940,7	30,2	38,9	78,7%
P 24	HP 250 x 62	528,3	19,6	13,7	56,0%
P 25	HP 310 x 79	947,9	36,9	27,7	77,4%
P 26	HP 250 x 62	935,2	5,9	2,7	65,9%
P 27	HP 310 x 79	1330,8	11,8	19	80,3%
P 28	HP 310 x 79	940,7	38,9	30,3	78,7%
P 29	HP 310 x 79	947,9	36,9	27,7	77,4%
P 30	HP 250 x 62	916,4	19,6	13,7	80,3%
P 31	HP 250 x 62	528,3	19,6	13,7	56,0%
P 32	HP 250 x 62	830,6	5,9	5,8	59,3%
P 33	HP 250 x 62	528,3	19,6	13,7	56,0%
P 34	HP 250 x 62	787,3	2,5	9,2	60,3%
P 35	HP 310 x 110	1430,2	12,5	18,8	58,8%
P 36	HP 250 x 62	937,2	6,6	12,1	73,0%
P 37	HP 250 x 62	935,1	7,7	14,2	75,3%

Pilar	Perfil	N_{total} (kN)	M_{sup} (kNm)	M_{inf} (kNm)	Utilização (%)
P 38	HP 310 x 79	1331,2	11,8	19	81,3%
P 39	HP 250 x 62	787,3	2,5	9,2	60,3%
P 40	HP 250 x 62	830,6	5,9	5,8	59,3%
P 41	HP 250 x 62	830,6	5,9	5,8	59,3%
P 42	HP 250 x 62	1059,6	2,7	5	72,6%
P 43	HP 310 x 110	1968,4	11,2	18,3	76,9%
P 44	HP 250 x 62	582,7	7,8	14,3	53,3%
P 45	HP 310 x 110	1437,6	11,5	18,8	59,0%
P 46	HP 250 x 62	973,9	6,8	12,3	75,6%
P 47	HP 310 x 79	1330,8	11,8	19	81,3%
P 48	HP 310 x 110	2009,6	11,9	19,3	78,8%
P 49	HP 310 x 110	1663,1	6,6	12,1	63,3%
P 50	HP 250 x 62	766,9	2,7	5	54,3%
P 51	HP 250 x 62	935,2	7	12,1	72,9%
P 52	HP 250 x 62	767,8	2,2	4,9	54,2%
P 53	HP 250 x 62	1098,0	6,6	12,1	83,1%
P 54	HP 250 x 62	1022,5	7,7	14,2	80,8%
P 55	HP 250 x 62	847,7	2,7	5	59,3%
P 56	HP 250 x 62	671,1	2,3	5	48,3%
P 57	HP 250 x 62	772,1	1,7	4,2	53,7%
P 58	HP 250 x 62	719,0	5,1	9	55,8%
P 59	HP 310 x 79	1144,1	7,7	14,2	68,2%
P 60	HP 250 x 62	925,9	6,6	12,1	72,3%
P 61	HP 250 x 62	429,1	2,7	5	33,1%

Fonte: Os autores (2023).

Por fim, ressalta-se que os desenhos unifilares em planta e elevação finais, além do detalhamento genérico das ligações estão dispostos nos apêndices G e H.

O último elemento restante para ser dimensionado são os contraventamentos, exclusivos da solução em aço. Por uma questão estética e funcional, optou-se por utilizar quatro cantoneiras (perfis L) ligadas entre si. Em estruturas metálicas, os contraventamentos são considerados como tirantes, isto é, atuando somente à tração. Dessa forma, por meio dos pórticos modelados no Ftool, foram retirados os esforços de tração máximos nas peças, equivalentes a 82,2 kN no pórtico longitudinal e 91,7 kN no transversal. Como foram escolhidos os mesmos perfis para todos os travamentos, fez-se uso do maior valor dentre os dois, 91,7 kN. Com este

esforço, verificaram-se todos os perfis L, cujas dimensões encontram-se tabeladas na norma NBR 15980 (2020), a fim de se encontrar qual seria o perfil de menor área com capacidade portante suficiente para resistir ao esforço. A verificação foi realizada de forma semelhante ao caso dos pilares, porém considerando apenas a tração e convertendo a seção transversal em um quadrado equivalente, conforme visto a seguir.

Figura 33 - Exemplificação da janela de diálogo da verificação dos tirantes

The screenshot shows the 'Metal Check' software interface. On the left, there are input fields for 'Nome' (VTs), 'Vão (cm)' (1000,00), and 'f_y (MPa)' (250). Below this is a 'Tabela de perfis' with a 'Personalizado' dropdown and a 'Perfil' dropdown. The 'Perfil' section shows a cross-section of an L-profile with dimensions d, t_w, b_t, t_s, b_f, t_f, and b_f. The 'Esforços finais amplificados de cálculo' section shows the combination 'ELU' with values N_{Sd} (kN) = -91,7, M_{Sd_x} (kNm) = 0,0, and M_{Sd_y} (kNm) = 0,0. The 'Força normal' section shows the critical verification N_{Sd} = -91,7 kN and N_{Rd} = -82,9 kN, with a utilization of 110,6%. A graph shows the distribution of forces along the length of the bolt.

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 24 - Resultados das verificações.

Perfil	b (mm)	t (mm)	A (cm ²)	4A (cm ²)	(4A) ^{1/2} (cm)	N _{rd} (kN)	Utilização (%)
L 1/2 x 1/8	12,7	3,2	0,7	2,8	1,7	82,9	110,6
L 5/8 x 1/8	15,9	3,2	0,9	3,6	1,9	88,5	103,6
L 3/4 x 1/8	19,1	3,2	1,1	4,5	2,1	101,2	90,6
L 7/8 x 1/8	22,2	3,2	1,3	5,2	2,3	119,2	76,9

Fonte: Os autores (2023).

Segundo o critério imposto anteriormente, o perfil de menor seção com uma utilização inferior a 85,0% foi o L 7/8 x 1/8 .

7.3.6. Resultados

No âmbito do desenvolvimento deste trabalho, é pertinente apresentar os resultados obtidos, os quais constituem uma parte crucial para a compreensão e avaliação da viabilidade das estruturas metálicas no contexto do edifício em estudo. Para tanto, serão introduzidas tabelas que fornecerão visões essenciais sobre o peso total dos perfis metálicos em cada pavimento e um resumo detalhado dos materiais empregados, abrangendo concreto, fôrma e áreas. É importante ressaltar que nessas tabelas não estão sendo considerados os conectores e ligações, bem como os custos associados à solda, mantendo o foco nos materiais mais consumidos em geral.

A Tabela 25 apresenta o peso total dos perfis metálicos utilizados em cada pavimento do edifício. Esta métrica é fundamental para a compreensão da carga estrutural que cada pavimento suporta, sendo um indicador significativo da eficiência estrutural das estruturas metálicas empregadas.

Tabela 25 - Peso total dos perfis metálicos por pavimento

Perfil	Massa linear (kg/m)	Comprimento total/pav (m)	Compr. total edifício (m)	Peso total edifício (kg)
W 250 x 22,3	22,3	306,28	4157,68	92717
W 310 x 23,8	23,8	248,54	1491,24	35492
W 310 x 52	52	46,03	276,18	14362
HP 250 x 62	62	-	693,32	42986
HP 310 x 79	79	-	223,82	17682
HP 310 x 110	110	-	220,32	24236
L 7/8 x 1/8	4,16	415,2	2491,2	10364
			Total:	237839

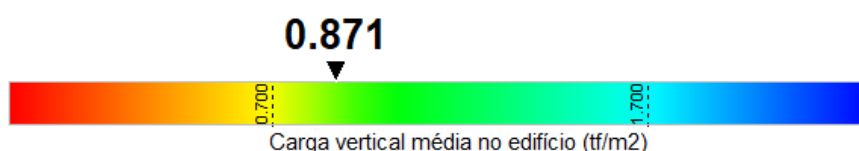
Fonte: Os autores (2023).

Figura 34 - Índices da estrutura

Índices	
Espessura média (m)	0.13
Taxa de formas (m ² /m ²)	1.00
Taxa de aço (kgf/m ²)	-
Taxa de aço (kgf/m ³)	-

Fonte: Os autores (2023).

Figura 35 - Carga vertical média no edifício



Fonte: Os autores (2023).

A tabela subsequente oferece um resumo abrangente dos materiais utilizados em cada pavimento, destacando as quantidades de concreto e fôrma empregadas, bem como a área total considerada. Esses dados são cruciais para avaliar a distribuição de materiais ao longo do edifício, possibilitando uma análise mais detalhada dos requisitos construtivos em cada nível.

Figura 36 - Resumo de materiais das lajes por pavimento

Resumo de Materiais			
Bitola	Concreto	Forma	Área
-	m ³	m ²	m ²
Piso 7: Ático	3.89	32.43	32.43
Piso 6: Cobertura	179.20	1357.42	1355.40
Piso 5: TIPO	179.64	1359.63	1357.59
Piso 4: TIPO	179.64	1359.63	1357.59
Piso 3: TIPO	179.64	1359.63	1357.59
Piso 2: TIPO	179.64	1359.63	1357.59
Piso 1: 1oPAV	179.57	1359.28	1357.24
Piso 0: Fundacao	-	-	0.00
Cortinas	-	-	-
Totais	1081.22	8187.65	8175.44

Fonte: Os autores (2023).

Além do resumo dos materiais relativos à execução da concretagem das lajes disposto anteriormente, também devem ser considerados os quantitativos dos vergalhões, que serão exatamente os mesmos utilizados na solução em concreto armado para este sistema (igual a 83.660 kg). Em seguida, assim como para a estrutura em concreto armado, calculou-se a carga média na base dos pilares para se tomar como referência para um hipotético dimensionamento das fundações, sendo este valor 105,66 tf.

8. DISCUSSÃO E ANÁLISE

Com as soluções propriamente dimensionadas, é possível analisar os resultados a fim de verificar o desempenho e comportamento das estruturas do edifício-garagem com a intenção de abrir discussões que possam ser exploradas mais a fundo em trabalhos futuros, seja prevendo a demanda crescente por este tipo de edificação, seja para dar uma visão inicial na necessidade de medidas corretivas.

Um dos pontos mais diretos é o peso da estrutura, que Muniz et al. (2020) indica que é um fator de extrema importância no que diz respeito ao terreno a ser construído sobre, uma vez que pode implicar em movimentação do solo natural, uso de aterros ou mesmo um aumento na robustez e/ou profundidade da fundação quando a carga da estrutura é elevada. Neste sentido, as estruturas metálicas costumam possuir fundações mais baratas por as estruturas serem mais leves do que as feitas de concreto armado. Fato é que, embora os custos das fundações sejam menores, os custos das peças metálicas da estrutura superam os de concreto armado, dentre outros fatores, por causa dos impostos, abrindo margem para que uma análise de velocidade de retorno de capital seja feita, além de uma análise a longo prazo da manutenção da edificação.

A viabilidade econômica do empreendimento em geral deve ser analisada idealmente levando em consideração o investimento (custo do terreno e custo da construção), as despesas diversas (impostos, corretagem, publicidade, propaganda e marketing), o valor geral de venda, a receita líquida e os indicadores de resultado, o que, mais uma vez, reforça a necessidade da análise em múltiplos níveis do custo do edifício-garagem e não apenas tomar uma decisão com base nos custos diretos. Ainda nesse viés, tem-se que o levantamento dos custos é dado pela soma entre os custos diretos e as despesas indiretas, sendo os custos diretos compostos pelos insumos que se incorporam ao empreendimento proporcionalmente à quantidade construída, e as despesas indiretas podem ser entendidas como os custos que independem da quantidade de serviço, mas sim do tempo de obra (PINHO; PENNA, 2008).

Mantendo isso em vista, as análises de despesas indiretas não serão consideradas para este projeto em específico, uma vez que o edifício-garagem concebido é uma versão restrita à sua configuração física inanimada, isto é, não há

consideração do fator humano, seja em uma localização específica no espaço, seja na existência de um processo de obra e as atividades preliminares a ela.

Ainda, durante a etapa de discussão e análise, é imperativo considerar a viabilidade ambiental das duas soluções estruturais apresentadas, visto que essa dimensão desempenha um papel importante ao passo que o tipo e a quantidade de materiais aumentam e, dado o tamanho desse tipo de construção (8175,44 m² construídos no caso do edifício-garagem-padrão deste trabalho), é interessante que sejam analisadas as emissões de gases causadores do efeito estufa, ou pelo menos de dióxido de carbono. Também, a relevância da viabilidade ambiental reside na contribuição para a sustentabilidade do projeto, buscando minimizar o impacto negativo no meio ambiente, assim, a escolha de estruturas com menor pegada de carbono não apenas reflete o comprometimento com práticas construtivas mais sustentáveis, mas também responde à crescente importância da responsabilidade ambiental no ramo da construção civil.

8.1. Análise do custo direto

A presente análise comparativa entre estruturas metálicas e de concreto armado em edifícios-garagem foi conduzida com o propósito de avaliar objetivamente os custos associados a cada sistema construtivo. A metodologia adotada empregou o modelo específico para edifícios-garagem desenvolvido no âmbito do TQS, focando nos parâmetros relevantes a este estudo.

Para a definição de quais parâmetros são considerados relevantes, foi aplicada a formulação geral apresentada por Penna e Pinho (2008) de que os custos diretos são compostos basicamente pelo somatório dos materiais, mão de obra e equipamentos. Assim, como dito anteriormente, o escopo deste projeto é fazer uma análise da edificação por si só, neste sentido, apenas é condizente fazer o levantamento do custo dos materiais.

Para tanto, foram examinados os dados referentes aos principais materiais para cada solução. Em se tratando da estrutura em concreto armado, foram extraídos o consumo de concreto e forma de madeira, bem como o consumo de aço por meio das funcionalidades pertinentes disponíveis no modelo TQS. Nota-se que embora os painéis de madeira usados nas formas não fazem parte da estrutura

finalizada, eles continuam sendo um dos materiais mais onerosos neste tipo construção e não faria sentido desprezar sua influência e custo. Em se tratando da estrutura em aço, os principais materiais são os perfis de aço com diferentes utilidades, bem como os mesmos materiais utilizados na solução em concreto armado para as lajes.

É importante ressaltar que esta análise de custo considera todas as fôrmas de madeira tendo sido utilizadas uma única vez e sendo descartadas em seguida, isto é, não havendo reaproveitamento.

Com as informações consolidadas nas tabelas que detalham o consumo de materiais, é possível prosseguir para a etapa crucial da análise: a estimativa dos custos associados aos materiais empregados. Para realizar essa estimativa, foram utilizadas as tabelas-padrão de composição de custo do Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil (SINAPI), que apresentam os preços unitários (em R\$) dos materiais em função de alguma métrica (kg, m², m³).

As Tabelas 26 e 27 apresentam as referências extraídas da composição de preço do SINAPI que foram utilizadas para inserir no TQS a fim de serem multiplicados pela quantificação e gerar os custos dos materiais.

Tabela 26 - Preço do aço estrutural por bitola em R\$/kg (desonerado)

Código	Descrição do insumo	Preço mediano
00043054	Aço CA-25, 10,0 mm, ou 12,5 mm, ou 16,0 mm, ou 20,0 mm, ou 25,0 mm, vergalhão	8,48
00042402	Aço CA-25, 16,0 mm, barra de transferência	8,11
00042403	Aço CA-25, 20,0 mm, barra de transferência	10,40
00042404	Aço CA-25, 25,0 mm, barra de transferência	10,34
00042405	Aço CA-25, 32,0 mm, barra de transferência	11,02
00034341	Aço CA-25, 32,0 mm, vergalhão	9,56
00043053	Aço CA-25, 6,3 mm, ou 8,0 mm, vergalhão	7,58
00043058	Aço CA-50, 10,0 mm, ou 12,5 mm, ou 16,0 mm, ou 20,0 mm, dobrado e cortado	7,86
00000034	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	7,89

Código	Descrição do insumo	Preço mediano
00043055	Aço CA-50, 12,5 mm, ou 16,0 mm, vergalhão	6,84
00043056	Aço CA-50, 20,0 mm, ou 25,0 mm, vergalhão	7,89
00043057	Aço CA-50, 32,0 mm, vergalhão	8,67
00034449	Aço CA-50, 6,3 mm, dobrado e cortado	9,26
00000032	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	8,33
00000033	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	8,38
00043061	Aço CA-60, 4,2 mm, ou 5,0 mm, dobrado e cortado	7,83
00043059	Aço CA-60, 4,2 mm, ou 5,0 mm, ou 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	7,47
00043062	Aço CA-60, 6,0 mm, ou 7,0 mm, dobrado e cortado	8,28
00043060	Aço CA-60, 8,0 mm, ou 9,5 mm, vergalhão	8,51

Fonte: Adaptado de CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (2023b).

Tabela 27 - Custo do concreto C35 em R\$/m³ (desonerado)

Código	Descrição do insumo	Preço mediano
00011145	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C35, brita 0 e 1, slump = 100 ± 20 mm, com bombeamento, sem o lançamento	504,81
00034495	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C35, brita 0 e 1, slump = 100 ± 20 mm, exclui serviço de bombeamento	468,22

Fonte: Adaptado de CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (2023b).

Além dessas duas composições foi necessário encontrar uma para as chapas de madeira que compõem as formas. No entanto, existem várias espessuras que implicam em custos diferentes, assim, foi necessário além da pesquisa de preço, usar a pesquisa de indicação de uso pelo SINAPI, isto é, as composições analíticas. Assim, no documento de CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (2023a), a composição escolhida foi a de código 92263 (p. 1291), que corresponde a “Fabricação de fôrma para pilares e estruturas similares, em chapa de madeira compensada resinada, e = 17 mm, AF_09/2020”. Esta composição foi escolhida levando em consideração os

elementos estruturais do edifício, tendo nela a mesma chapa sendo usada para pilares, lajes e vigas, conforme confirmado em outras composições.

O custo desonerado para o item de código 00001358: “Chapa/Painel de madeira compensada resinada (madeirite resinado rosa) para forma de concreto, de 2200 x 1100 mm, e = 17 mm” é igual a 42,63 R\$/m² (CAIXA ECONÔMICA FEDERAL, 2023a, 2023b). Ainda neste ponto, é importante ressaltar que para os custos das formas, dispunha-se apenas dos valores por metro quadrado e para incorporar esses dados ao programa foi preciso realizar uma conversão para R\$/kg.

Segundo informações de tal produto por GASÔMETRO MADEIRAS [2023], o peso de cada chapa de espessura 17 mm e dimensões 2200 x 1100 mm é igual a 23 kg. Dessa forma, a massa por área em metro quadrado é:

$$23 / \left(\frac{2200 \times 1100}{10^6} \right) \simeq 9,50 \text{ kg/m}^2$$

Com base nesses dados podemos estabelecer a relação entre o custo por metro quadrado e o custo por quilograma. Se 1 m² da chapa de compensado para fôrmas custa R\$42,63, então 9,50 kg dessa chapa têm o mesmo custo. A partir desse raciocínio, concluímos que o custo por quilo da chapa de madeira para fôrmas é obtido dividindo aquele valor por este, resultando em aproximadamente 4,49 R\$/kg.

Para o caso do concreto C35, sua massa específica foi adotada neste estudo como 2400 kg/m³ (ou 2,4 t/m³), valor recomendado por Araújo [20--]. Este valor é uma média comumente utilizada, uma vez que a massa específica seca do concreto varia conforme o traço utilizado, logo, se mostra suficientemente adequado nesta representação.

Pela Tabela 25 sabe-se que na solução em estrutura metálica há 237.839,00 kg = 237,84 t de aço gastos nos perfis diversos. Como as construções em perfis metálicos necessitam de mão de obra especializada e projetos específicos, não é possível usar a tabela do SINAPI para obter as informações de custo. Assim, uma forma de se obter o custo é cotando diretamente com fabricantes reconhecidas no setor, como é o caso da empresa Gerdau. Foi solicitado um orçamento dos perfis utilizados neste projeto no site da empresa.

A seguir (Figuras 33 a 38) serão introduzidas tabelas fundamentais, incluindo os preços unitários cadastrados no TQS para cada categoria de aço, concreto e formas. Além disso, serão apresentadas tabelas elucidativas dos custos totais do projeto por pavimento, considerando duas abordagens distintas: uma para a estrutura em concreto armado, compreendendo aço, concreto e formas, e outra para a estrutura em metal, considerando concreto das lajes e formas.

Figura 37 - Custos totais para a solução em concreto armado - concreto

Custos - Concreto		
-	C35	Totais
Piso 7: Ático	3.666,16	3.666,16
Piso 6: Cobertura	132.707,59	132.707,59
Piso 5: TIPO	131.738,38	131.738,38
Piso 4: TIPO	131.738,38	131.738,38
Piso 3: TIPO	131.738,38	131.738,38
Piso 2: TIPO	131.738,38	131.738,38
Piso 1: 1oPAV	131.738,38	131.738,38
Piso 0: Fundacao	374,58	374,58
Cortinas	-	0,00
Totais R\$	795.440,23	795.440,23

Fonte: Os autores (2023).

Figura 38 - Custos totais para a solução em concreto armado - aço

Custos - Aço									
-	5.0	6.3	8.0	10.0	12.5	16.0	20.0	25.0	Totais
Piso 7: Ático	575,19	1.016,26	946,94	1.002,03	191,52	-	-	-	3.731,94
Piso 6: Cobertura	8.949,06	58.893,10	26.262,92	17.870,85	13.529,52	9.206,64	3.558,39	3.589,95	141.860,43
Piso 5: TIPO	9.053,64	59.792,74	24.293,62	19.227,93	13.892,04	10.369,44	3.140,22	4.236,93	144.006,56
Piso 4: TIPO	9.053,64	59.792,74	24.293,62	19.212,15	13.803,12	10.369,44	3.140,22	4.236,93	143.901,86
Piso 3: TIPO	8.127,36	61.142,20	24.293,62	17.492,13	16.197,12	10.369,44	3.140,22	4.236,93	144.999,02
Piso 2: TIPO	7.126,38	63.324,66	24.293,62	15.527,52	19.247,76	13.467,96	4.339,50	4.236,93	151.564,33
Piso 1: 1oPAV	7.447,59	65.365,51	24.980,78	17.728,83	14.240,88	25.882,56	20.214,18	9.617,91	185.478,24
Piso 0: Fundacao	3.593,07	2.782,22	8.019,66	8.118,81	3.632,04	-	-	-	26.145,80
Cortinas	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00
Totais R\$	53.925,93	372.109,43	157.384,78	116.180,25	94.734,00	79.665,48	37.532,73	30.155,58	941.688,18

Fonte: Os autores (2023).

Figura 39 - Custos totais para a solução em concreto armado - formas

Custos - Formas	
-	Totais
Piso 7: Ático	368,99
Piso 6: Cobertura	11.212,97
Piso 5: TIPO	11.109,56
Piso 4: TIPO	11.109,56
Piso 3: TIPO	11.109,56
Piso 2: TIPO	11.109,56
Piso 1: 1oPAV	11.115,44
Piso 0: Fundacao	43,51
Cortinas	0,00
Totais R\$	67.179,16

Fonte: Os autores (2023).

Figura 40 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - formas

Custos - Formas	
-	Totais
Piso 7: Ático	145,61
Piso 6: Cobertura	6.097,38
Piso 5: TIPO	6.097,38
Piso 4: TIPO	6.097,38
Piso 3: TIPO	6.097,38
Piso 2: TIPO	6.097,38
Piso 1: 1oPAV	6.095,89
Piso 0: Fundacao	0,00
Cortinas	0,00
Totais R\$	36.728,38

Fonte: Os autores (2023).

Figura 41 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - concreto

Custos - Concreto		
-	C35	Totais
Piso 7: Ático	1.821,38	1.821,38
Piso 6: Cobertura	83.998,67	83.998,67
Piso 5: TIPO	83.998,67	83.998,67
Piso 4: TIPO	83.998,67	83.998,67
Piso 3: TIPO	83.998,67	83.998,67
Piso 2: TIPO	83.998,67	83.998,67
Piso 1: 1oPAV	83.965,89	83.965,89
Piso 0: Fundacao	-	0,00
Cortinas	-	0,00
Totais R\$	505.780,61	505.780,61

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 28 - Preços unitários dos perfis metálicos

Perfil	Custo unitário (R\$/kg)
W 250 x 22,3	11,06
W 310 x 22,8	11,06
W 310 x 52	11,28
HP 250 x 62	12,11
HP 310 x 79	12,11
HP 310 x 110	10,79
L 7/8 x 1/8	8,74

Fonte: GERDAU e USIMINAS (2023).

Os custos associados aos perfis metálicos referentes à Tabela 28 foram obtidos por meio de uma cotação com a Gerdau. Para a cantoneira, o custo por quilograma foi determinado com base no preço unitário fornecido pela Usiminas, estabelecendo-se em R\$ 52,46 para 6 kg, resultando em R\$ 8,74 por quilograma.

Com isso, basta multiplicar os valores obtidos na Tabela 28 pelos obtidos na Tabela 25 a fim de encontrar o custo total dos perfis metálicos da estrutura em aço, resultando no que é apresentado na Tabela 29.

Tabela 29 - Custos totais para a solução em estrutura metálica - perfis

Perfil	Massa total (kg)	Custo unitário (R\$/kg)	Custo total (R\$)
W 250 x 22,3	92.717	11,06	1.025.450,02
W 310 x 22,8	35.492	11,06	392.541,52
W 310 x 52	14.362	11,28	162.003,36
HP 250 x 62	42.986	12,11	520.560,46
HP 310 x 79	17.682	12,11	214.129,02
HP 310 x 110	24.236	10,79	261.506,44
L 7/8 x 1/8	10.364	8,74	90.581,36
Total:	237.839,00		2.666.772,18

Fonte: Os autores (2023).

Assim, somando os valores das Figuras 33, 34 e 35 para a estrutura em concreto armado e somando o apresentado nas Figuras 36 e 37, além da Tabela 29, para a estrutura em aço é possível identificar os custos diretos dos materiais. Em suma, esses custos são:

- Estrutura em concreto armado: R\$1.804.307,57
- Estrutura em aço: R\$3.209.281,17

Ao serem considerados os custos estimados para as duas soluções propostas para o edifício-garagem, foi constatada uma economia percentual substancial. Dividindo a diferença de custo entre ambas as soluções pelo maior valor, é encontrada uma economia de aproximadamente 43,78% no custo dos materiais da estrutura em concreto armado.

Em contexto, de acordo com Campos e Mesquita (2018), é apresentado que em estruturas metálicas, pilares e vigas apresentam orçamentos mais onerosos, com uma economia média de 69,4% e 61,9% em relação à solução em metal. Para Schmidt (2014), a estrutura em concreto armado foi 37,67% mais econômica em comparação com estruturas metálicas. Notavelmente, ambos os trabalhos compartilham a característica de não considerar os custos relacionados à fundação em suas análises.

Ao comparar os resultados obtidos neste estudo com outras análises, constata-se que os valores se alinham de maneira próxima aos resultados

encontrados em pesquisas semelhantes que abordam a comparação entre estruturas de concreto armado e estruturas metálicas.

8.2. Análise das estruturas

No que diz respeito às estruturas em si, é possível fazer uma comparação mais direta com os resultados obtidos ao longo da seção 7. Considerando os dados já mencionados e a massa específica do concreto seco igual a $2,4 \text{ t/m}^3$ (ARAÚJO, [20–]) é possível fazer uma comparação do peso total do edifício-garagem nas duas soluções, como mostra a Tabela 30.

Tabela 30 - Pesos das alternativas estruturais em toneladas

Material	Estrutura em concreto armado	Estrutura metálica
Concreto	4265,69	2594,93
Vergalhão e perfil de aço	146,53	237,84
Total:	4412,22	2832,77

Fonte: Os autores (2023).

É importante salientar que a massa das fôrmas não é considerada, uma vez que elas são retiradas após cura do concreto, podendo também ser reutilizadas a cada pavimento. Apenas para fim de demonstração, caso toda placa de madeira fosse utilizada uma única vez e descartada, elas gerariam massas aproximadamente iguais a $152,89 \text{ t}$ para a solução em concreto armado e $77,78 \text{ t}$ para a solução em aço. O cálculo foi feito considerando a massa específica das placas de madeira para fôrmas igual a $9,5 \text{ kg/m}^2$, isto é, igual a $0,0095 \text{ t/m}^2$.

Ademais, em termos unitários, também foi possível concluir que há uma maior carga vertical média na estrutura em concreto armado em comparativo à de aço, com $0,983$ e $0,871 \text{ tf/m}^2$, respectivamente, ocasionando uma diferença de $12,86\%$ na carga final da edificação por metro quadrado.

Outra análise interessante para prosseguir este trabalho é elaborar e estudar as fundações. Para isso, os dimensionamentos feitos apontam para uma carga de $133,51 \text{ tf}$ na base dos pilares do térreo na solução de concreto armado e uma carga

de 105,66 tf na solução em metal. Tais valores são condizentes com os pesos de respectivas estruturas e esbeltez das mesmas, sendo a carga da alternativa em aço menor.

Quanto aos efeitos globais de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$), as normas ABNT NBR 6118 (2014) e NBR 8800 (2008) oferecem a possibilidade de empregar metodologias aproximadas, especificamente γ_z e o coeficiente B_2 , respectivamente. Esses coeficientes, por meio de análises lineares, permitem a quantificação da importância dos efeitos globais de segunda ordem no aumento dos esforços solicitantes na estrutura.

Na avaliação do edifício-garagem em questão, constata-se que o coeficiente γ_z calculado caracteriza uma estrutura de nós rígidos. Por outro lado, os coeficientes B_2 calculados resultaram inferiores a 1,1, indicando que a estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade. Nesse cenário, ambos os coeficientes obtidos sugerem que os efeitos de segunda ordem não exercem uma influência significativa no dimensionamento estrutural. Esses resultados proporcionam uma visão esclarecedora sobre a rigidez e o comportamento da estrutura em relação aos deslocamentos laterais, aspectos essenciais para o adequado dimensionamento estrutural (SILVA, 2022).

8.3. Análise de sustentabilidade

Na presente seção de discussão e análise, será empreendida uma avaliação comparativa de sustentabilidade entre estruturas metálicas e de concreto armado em edifícios-garagem, centrada no estudo da pegada de carbono. A metodologia adotada para este escopo tem como foco principal a análise das emissões de dióxido de carbono (CO_2) ao longo do ciclo de vida das estruturas, visando uma compreensão aprofundada dos impactos ambientais associados a cada sistema construtivo.

Os resultados obtidos a partir desta análise detalhada fornecerão subsídios para uma compreensão mais abrangente das implicações ambientais associadas a cada tipo de estrutura, possibilitando, assim, a tomada de decisões informadas no contexto do desenvolvimento de edifícios-garagem. A abordagem quantitativa adotada visa contribuir para uma discussão embasada e objetiva sobre a

sustentabilidade dessas estruturas, enfatizando a relevância do estudo da pegada de carbono como métrica-chave para a avaliação ambiental.

A pegada de carbono emerge como uma valiosa ferramenta destinada ao cálculo preciso da quantidade de CO₂ ou equivalente de dióxido de carbono (CO₂e) emitida ao longo do ciclo de vida de um produto ou serviço, abrangendo um intervalo temporal predefinido. Conforme observado por Caldas (2020), na indústria da construção civil, a emissão de CO₂ está presente desde a fabricação dos materiais até as fases de construção e manutenção do edifício, exercendo um impacto significativo no aquecimento global e nas mudanças climáticas.

Conforme as análises de Diffenbaugh e Burke (2019), as emissões de dióxido de carbono provenientes da construção civil representam aproximadamente 11% das emissões globais de carbono. A pegada de carbono, nesse contexto, assume um papel crucial ao possibilitar o cálculo das emissões de dióxido de carbono ao longo de todo o processo construtivo. Essa métrica não apenas quantifica as emissões, mas também proporciona insights valiosos para a identificação dos principais impactos ambientais associados à construção, permitindo, assim, a busca por soluções mais sustentáveis e alinhadas com as exigências ambientais contemporâneas (CALDAS, 2020; DIFFENBAUGH; BURKE, 2019).

Tabela 31 - Fatores de conversão para tCO₂

Materiais	Unidade	Valor
Gesso (placas)	tCO ₂ /m ³ produto	0,766
Madeira para HDF, MDF, MDP e OSB	tCO ₂ /m ³ produto	0,331
Aço	tCO ₂ /t produto	1,845
Argamassa	tCO ₂ /t produto	0,137
Cerâmica (revestimento)	tCO ₂ /t produto	0,187
Cerâmica (telhas e tijolos)	tCO ₂ /t produto	0,111
Concreto	tCO ₂ /t produto	0,184
Agregados (grãos e miúdos)	tCO ₂ /t produto	0,086
Cimento	tCO ₂ /t produto	0,652
Placa cimentícia	tCO ₂ /t produto	0,491

Fonte: Adaptado de Silva, Santos e Lopes (2022).

No decorrer deste estudo, foi adotada uma abordagem abrangente para a avaliação da pegada de carbono vinculada às distintas soluções estruturais consideradas para o edifício-garagem, a saber, concreto armado e estrutura metálica. A análise foi fundamentada na integração de informações provenientes de duas fontes primárias: a tabela de fatores de conversão de cada material para tCO_2 de Silva, Santos e Lopes (2022) e os dados gerados pelo software TQS.

Através desse cruzamento de dados, foi possível realizar o cálculo da pegada de carbono para cada solução proposta para o edifício-garagem, como mostram as Tabelas 32 e 33. Este resultado desempenha um papel crucial na compreensão do impacto ambiental associado a cada sistema construtivo, contribuindo de maneira direta para a análise de sustentabilidade e embasando decisões informadas no âmbito do projeto. Reforça-se que as quantidades das formas de madeira são consideradas não admitindo reaplicação das mesmas.

Tabela 32 - Pegada de carbono no projeto com concreto armado

Materiais	Unidade	Quantidade	Fator de conversão	tCO_2
Concreto	t	4.265,69	0,18	784,89
Fôrma de madeira	m ³	273,59	0,33	90,56
Aço	t	14,65	1,85	27,04
			Total:	902,48

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 33 - Pegada de carbono no projeto com estruturas metálicas

Materiais	Unidade	Quantidade	Fator de conversão	tCO_2
Concreto	t	2.594,93	0,18	477,47
Fôrma de madeira	m ³	139,19	0,33	46,07
Aço	t	237,84	1,85	438,81
			Total:	962,35

Fonte: Os autores (2023).

9. CONCLUSÃO

Este trabalho permitiu uma análise de dois sistemas possíveis de serem usados na concepção e construção de um edifício-garagem dado como padronizado a fim de restringir as características dos elementos a eles mesmos. Isso porque não é viável o levantamento estatístico de cunho comparativo para qualquer edificação de estacionamento vertical de veículos, ou mesmo para qualquer edificação, uma vez que mudanças ínfimas implicam em alterações não tão pequenas numa análise global. Desta forma, ao longo da dissertação foram feitas simplificações e generalizações com o intuito de, sempre quando possível, retirar da análise individual das soluções o fator humano e o fator de unicidade arquitetônica.

Com isso em mente, ao longo do trabalho, embora havendo esforço contínuo de se manter as estruturas o mais semelhante possível, foram percebidas particularidades inerentes em cada uma dessas soluções, causando impossibilidade de compatibilizar o projeto totalmente entre ambas. Este fato é dado por diversos motivos, como a elevada rigidez dos nós da estrutura em concreto quando comparada à solução em metal, uma vez que a última demanda travamentos a fim de garantir sua estabilidade, resultando na presença de elementos em uma estrutura, mas não na outra, entre outros. Assim, em resumo, qualquer comparação que possa ser feita entre projetos diferentes ou entre o mesmo projeto idealizado em materiais diferentes é acompanhada por resultados enviesados por eles.

Logo, a análise estrutural mostra que a alternativa em concreto armado aplica mais força na base dos pilares do que na alternativa em aço, o que é razoável, dado que o peso da primeira solução é maior, implicando também em maior carga vertical média por metro quadrado construído no edifício. Portanto, quanto a este quesito, conclui-se a possibilidade de adoção de fundações mais econômicas para a estrutura em aço, caso seja feita análise deste sistema.

Quanto à estabilidade e deslocamentos laterais em serviço, os resultados nas duas soluções se mostraram muito próximos, apesar da utilização de métodos diferentes para sua quantificação. Em ambos os casos, a estrutura apresentou pequena deslocabilidade, o que influi em esforços de 2ª ordem de baixa significância.

Numa avaliação preliminar, os custos associados à construção em concreto armado apresentam uma economia visível em relação à estrutura metálica,

alcançando 43,8%. No entanto, é crucial ressaltar que essa análise não incorporou fatores significativos, tais como o tempo de execução da obra, despesas relacionadas a equipamentos, custos indiretos, encargos adicionais, otimização do uso de materiais, entre outros, conforme justificado na seção 8. Esses elementos não considerados podem ter implicações substanciais no cenário global de custos e devem ser ponderados em análises mais abrangentes e detalhadas.

Em seguida, na análise dos resultados de sustentabilidade observa-se que a pegada de carbono associada ao projeto com concreto armado foi de 902,48 tCO₂, enquanto no projeto com estruturas metálicas registrou-se uma pegada de 962,35 tCO₂. Esses valores refletem as emissões de dióxido de carbono associadas à produção e utilização dos materiais empregados em cada sistema construtivo.

Diante dessa comparação, evidencia-se que o projeto com estruturas metálicas apresenta uma pegada de carbono superior à do projeto inteiramente em concreto armado da ordem de 60 t de emissão. Este valor das emissões de CO₂ contribui mais para o agravamento das mudanças climáticas e para a deterioração da qualidade do ar. Além disso, uma pegada de carbono mais elevada reflete uma maior demanda por recursos naturais e energéticos na produção e transporte dos materiais, intensificando a pressão sobre os ecossistemas e os recursos naturais (IPCC, 2023).

Porém, um fato que não pode ser desconsiderado é a captura de carbono ao longo do ciclo de vida. Isso porque nos indicadores apresentados não há desconto pelo fato de o aço ser um material considerado totalmente reciclável, assim, no caso de os elementos em aço serem reciclados, as emissões de CO₂ a serem consideradas devem ser apenas no processo produtivo e de transporte.

À luz do apresentado, as principais discussões apresentadas foram acerca de [1] o peso e a carga da estrutura, cujos resultados indicam melhor desempenho na estrutura em aço; [2] custos dos materiais, cujo preço é menor na estrutura em concreto armado; e [3] desempenho ambiental e pegada de carbono, nos quais a solução em concreto armado é mais sustentável quando não é considerada a captura de carbono ou a reciclabilidade dos materiais ao fim da vida útil.

Dessa forma, é possível concluir que estes resultados são válidos apenas para o presente edifício-garagem e outros muito semelhantes, não havendo como elaborar uma solução generalizada que englobe todos os casos, mesmo utilizando um projeto simplificado e com tentativas de padronizá-lo para maiores aplicações.

Isso porque as alterações em projetos de Engenharia majoritariamente são complexas e não lineares, não sendo, portanto, elencáveis ou aptas a tendências. Outrossim, é afirmável que a melhor solução é encontrada na análise detalhada de cada empreendimento, mesmo quando esta análise se restringe apenas aos componentes inanimados dos edifícios-garagem, que, como dito ao início, pode se tornar um tipo de edificação consideravelmente mais comum com a intensificação corrente da urbanização.

REFERÊNCIAS⁴

AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL (Brasil). **Manual da Construção Industrializada - Conceitos e Etapas - Volume 1: Estrutura e Vedação**. Brasília: ABDI, 2015. 72 p. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/site/arquivos/manual-versao-digital-selecao.pdf>>. Acesso em: mai. 2023.

AM ENGENHARIA. **Aeroporto de Guarulhos: Edifício Garagem**. [20--]. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://www.amengenharia.eng.br/aeroporto-de-guarulhos-edificio-garagem>> Acesso em: jun. 2023.

ARAÚJO, J. M. **Materiais para Concreto Armado: CAPÍTULO 1 - Volume 1**. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande, [20--]. Disponível em: <https://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas_arquivos/Cap1_V1.pdf>. Acesso em: dez. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO (Brasil). **Pré-fabricado amplia presença em obras de edifícios-garagens**. Revista, 9ª ed. São Paulo: ABCIC, 2016. 68 p. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/49230468-Pre-fabricado-amplia-presenca-em-obras-de-edificios-garagens-premio-obra-do-ano-shopping-morumbi-town.html>>. Acesso em: jun. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 14718: Esquadrias - Guarda-corpos para edificação - Requisitos, procedimentos e métodos de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

⁴ De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6023, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 15421**: Projeto de estruturas para edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 15980**: Perfis laminados de aço estrutural - Dimensões e tolerâncias. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (Brasil). **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e estruturas mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

AUSTIN, S.; JOHNSTON, D. **Structures: Or Why Things Don't Fall Down**. Inglaterra: Cambridge University Press, 2003.

BACARJI, E. **Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares**. 1993. Dissertação (Mestrado) – São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1993.

BATES, J. **Parking demand**. Parking: Issues and Policies. Reino Unido: Emerald Group, 2014.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 2008. 558 p.

BRASIL. Lei nº 9503, de 23 de setembro de 1997. Institui o Código de Trânsito Brasileiro. **Planalto**: Capítulo IX, Seção I. Brasília, DF, 1997. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/L9503.htm>. Acesso em: nov. 2023.

BUILD AUSTRALIA. **Jewel Changi Airport shines in Singapore**. 2019. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://www.buildaustralia.com.au/gd/jewel-changi-airport-shines-in-singapore/>>. Acesso em: jun. 2023.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (Brasil). Custo de Composições Analítico. <SINAPI_ref_Insumos_Composicoes_SP_202310_Desonerado>. **SINAPI – a partir Jul/2009 – SP - 87**. Brasília, 2023a. 3958 p. Disponível para download em: <https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_651>. Acesso em: nov. 2023.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (Brasil). Preço de Insumos. <SINAPI_ref_Insumos_Composicoes_SP_202310_Desonerado>. **SINAPI – a partir Jul/2009 – SP - 87**. Brasília, 2023b. 132 p. Disponível para download em: <https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_651>. Acesso em: nov. 2023.

CALDAS, L. A. S. **Análise comparativa da emissão de CO₂ e energia embutida entre estruturas em alvenaria e em Steel Frame**. Revista de Engenharia e Tecnologia, v. 14, n. 4, p. 166-175, dez. 2022. ISSN 2176-7270.

CAMPOS, H. E. B.; MESQUITA, L. C. **Estrutura Metálica versus Estrutura em Concreto Armado: Estudo Comparativo Orçamentário de um Edifício Comercial**. 2018. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - Rio Paranaíba: Universidade Federal de Viçosa, 2018.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. F. **Cálculo de detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4ª ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO (Brasil). **Conheça a classificação dos aços estruturais**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, [20--]. Disponível em: <<https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/acos-estruturais.php>>. Acesso em: nov. 2023.

CORKILL, P. A. **Vertical Support Charts for Architects**. Nebraska (EUA): Architectural Science Review, 1972.

COSTA JÚNIOR, M. A.; LIMA, J. K. S.; ARAÚJO, M. S. S.; TAVARES, P. H. M. **Estudo preliminar comparativo entre estruturas de concreto armado e estruturas metálicas (aço)**. Alagoas: Centro Universitário Tiradentes (UNIT/AL), 2021.

DIFFENBAUGH, N. S.; BURKE, M. **Global warming has increased global economic inequality**. *Proceedings of the National Academy of Sciences*. 2019. v. 116, n. 20, p. 9808-9813. ISSN 1091-6490.

ELIAS, Hugo. **Estrutura metálica versus estrutura em concreto armado: estudo comparativo orçamentário de um edifício comercial**, 2018.

FICAÇO. **Veja como funciona o processo de dobra de chapas de aço**. 2015. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://www.ficaco.com.br/single-post/2015/05/18/veja-como-funciona-o-processo-de-dobra-de-chapas-de-a%C3%A7o>>. Acesso em: jun. 2023.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: Fundamentos do projeto estrutural. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil e Editora da Universidade de São Paulo, 1976.

GASÔMETRO MADEIRA. Website de vendas. **Compensado/Forma Resinada 2.200 x 1.100 x 17mm - 17 mm**. [2023]. Disponível em: <<https://www.madeirasgasometro.com.br/compensado-forma-resinada-2200-x-1100-x-17mm/p>>. Acesso em: nov. 2023.

GERDAU. Website para cotação de perfis metálicos. **Perfil Estrutural**. [2023]. Disponível em: <<https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/perfil-estrutural/>>. Acesso em: dez. 2023.

IPCC (Internacional). **Climate Change 2023**: Synthesis Report. Genebra, Suíça: Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), 2023. p. 35-115. doi: 10.59327/IPCC/AR6-9789291691647.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ibracon, 2014.

MUNIZ, A. A.; CUNHA, J. N.; COSTA, K. B.; SOUZA, T. F. **Análise comparativa entre estrutura de concreto armado e estrutura metálica: edifício de 10 pavimentos**. Goiânia: Revista Científica da FacUnicamps, 2020.

NAKAHARA, F. S. **Análise da viabilidade estrutural e econômica entre estruturas de concreto armado e estruturas metálicas**. 2017. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso - Bacharelado em Engenharia Civil) - Guaratinguetá: Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, 2017.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Porto Alegre: Bookman, 2011.

NOTÍCIAS DE MINERAÇÃO DO BRASIL. **Produção de aço da Gerdau em MG**. 2022. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://www.noticiasdemineracao.com/ino%C3%A7%C3%A3o/news/1435033/gerdau-e-ufop-fecham-parceria-para-pesquisa-de-a%C3%A7o-de-alta-performance>>. Acesso em: jun. 2023.

PFEIL, W.; LIMA, L. **Dimensionamento de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

PINHO, F. O.; PENNA, F. **Viabilidade econômica**. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), 2008. 84 p. Disponível em: <http://mkestruturasmetalicas.com.br/mk-manuais/Manual_Viabilidade_Economica.pdf>. Acesso em: jun. 2023.

RAMOS, G. C. F. **Condicionantes da utilização de estrutura de aço na concepção arquitetônica**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), 2022. 63 p.

REBELLO, Y. C. P. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. Rio de Janeiro: Zigurate, 2007.

REVISTA OE. **Elfe oferece vaga para delineador de caldeiraria offshore**. 2019. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://revistaoe.com.br/vaga-delineador-de-caldeiraria-offshore/>>. Acesso em: jun. 2023.

SCHMIDT, L. C. **Comparativo Orçamentário dos Sistemas Construtivos em Estruturas Metálicas Versus Estruturas Convencionais em Edifícios de Pequeno Porte**. 2014. 25 p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso - Bacharelado em Engenharia Civil) - Brasília: Universidade Católica de Brasília, 2014.

SHOUP, D. C. **The high cost of free parking**. Illinois (EUA): American Planning Association, 2005.

SHOUP, D. C. **Cruising for parking**. Transport policy, v. 13, n. 6, p. 479-486, 2006.

SILVA, H. C. A.; SANTOS, V. F.; LOPES, S. C. **Estudo comparativo da emissão de CO₂ e energia embutida entre estruturas em alvenaria e em Steel Frame**. Revista de Engenharia e Tecnologia, 2022. v. 14, n. 4, p. 164-175. ISSN 2176-7270.

SILVA, J. P. F. F. P. **Estudo sobre parâmetros para cálculo da estabilidade global de estruturas de edificações**. 2022. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso - Bacharelado em Engenharia Civil) – Manaus: Universidade Federal do Amazonas, 2022.

SINGAPORE BUSINESS REVIEW. **Singapore Changi Airport breaks new Ground with Jewel**. 2015. Disponível em: <<https://sbr.com.sg/aviation/news/singapore-changi-airport-breaks-new-ground-jewel?page=2>>. Acesso em: jun. 2023.

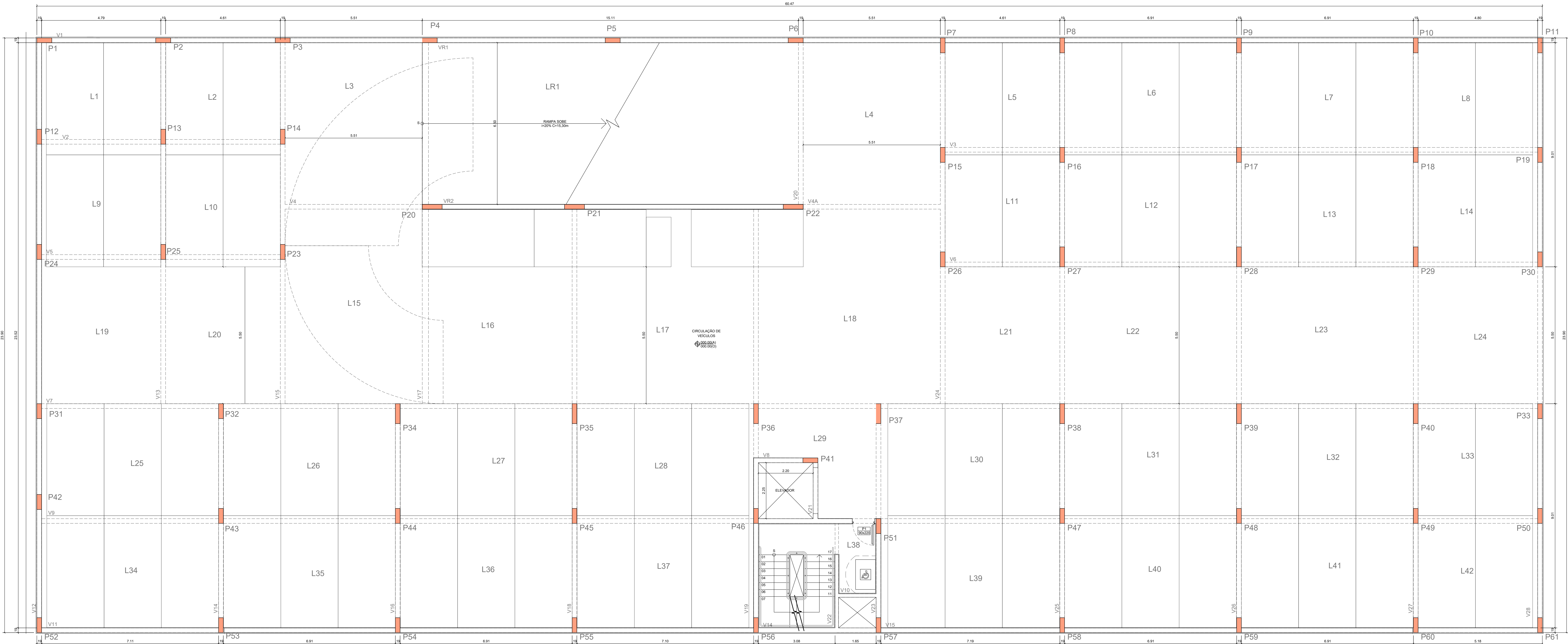
STILLUX. **Aeroporto GRU Edifício Garagem**. [20–]. 1 fotografia colorida. Disponível em: <<https://www.stillux.com/projeto/aeroporto-gru-edificio-garagem->>. Acesso em: jun. 2023.

USIMINAS. Website para cotação de perfis metálicos. **Catálogo de Produtos**. [2023] Disponível em: <<https://maissolucoes.usiminas.com/produto/cantoneira-2222mm-78-x-317mm-18-x-6000mm/5456259?IdSku=5862893>>. Acesso em: dez. 2023.

APÊNDICES

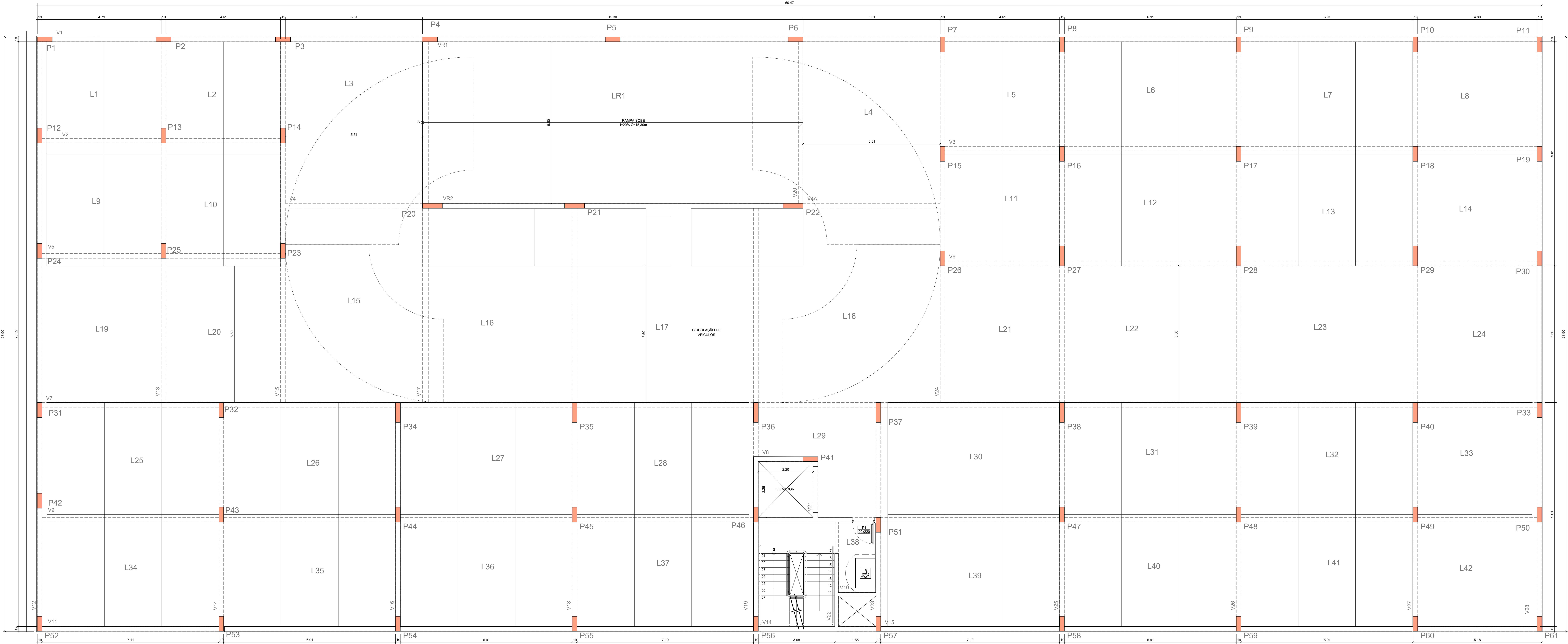
APÊNDICE A - Projeto arquitetônico - Planta do pavimento térreo.....	117
APÊNDICE B - Projeto arquitetônico - Planta do pavimento tipo.....	118
APÊNDICE C - Projeto arquitetônico - Planta da cobertura e do ático.....	119
APÊNDICE D - Solução em concreto armado - Planta do 1º pavimento e pavimento tipo - Corte A-A.....	120
APÊNDICE E - Solução em concreto armado - Planta da cobertura e do ático - Corte B-B.....	121
APÊNDICE F - Solução em concreto armado - Detalhamento dos elementos - L17/P20/V18.....	122
APÊNDICE G - Solução em estrutura de aço - Planta do 1º pavimento, pavimento tipo, cobertura e ático - elevações.....	123
APÊNDICE H - Solução em estrutura de aço - Detalhes das ligações.....	124

APÊNDICE A - PROJETO ARQUITETÔNICO - PLANTA DO PAVIMENTO TÉRREO



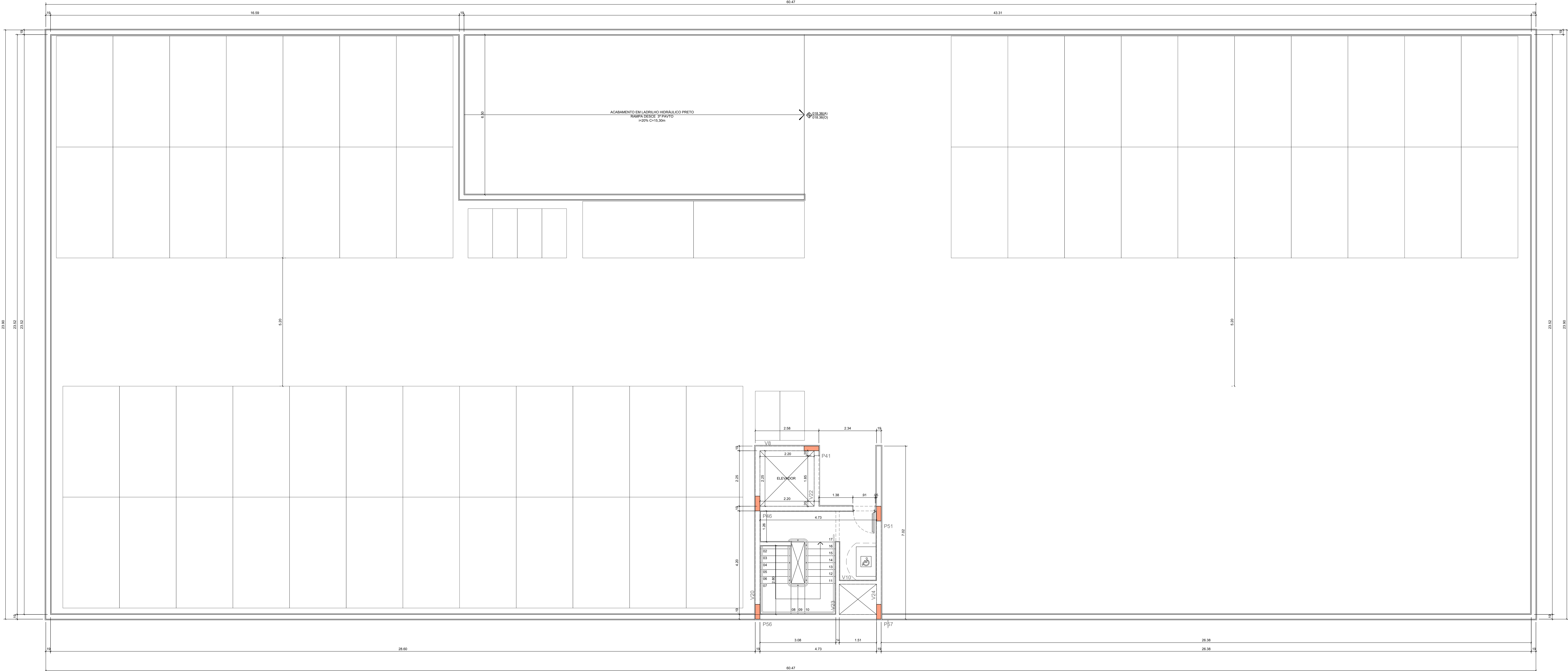
PLANTA TÉRREO
ED. GARAGEM
ESCALA 1:50

APÊNDICE B - PROJETO ARQUITETÔNICO - PLANTA DO PAVIMENTO TIPO

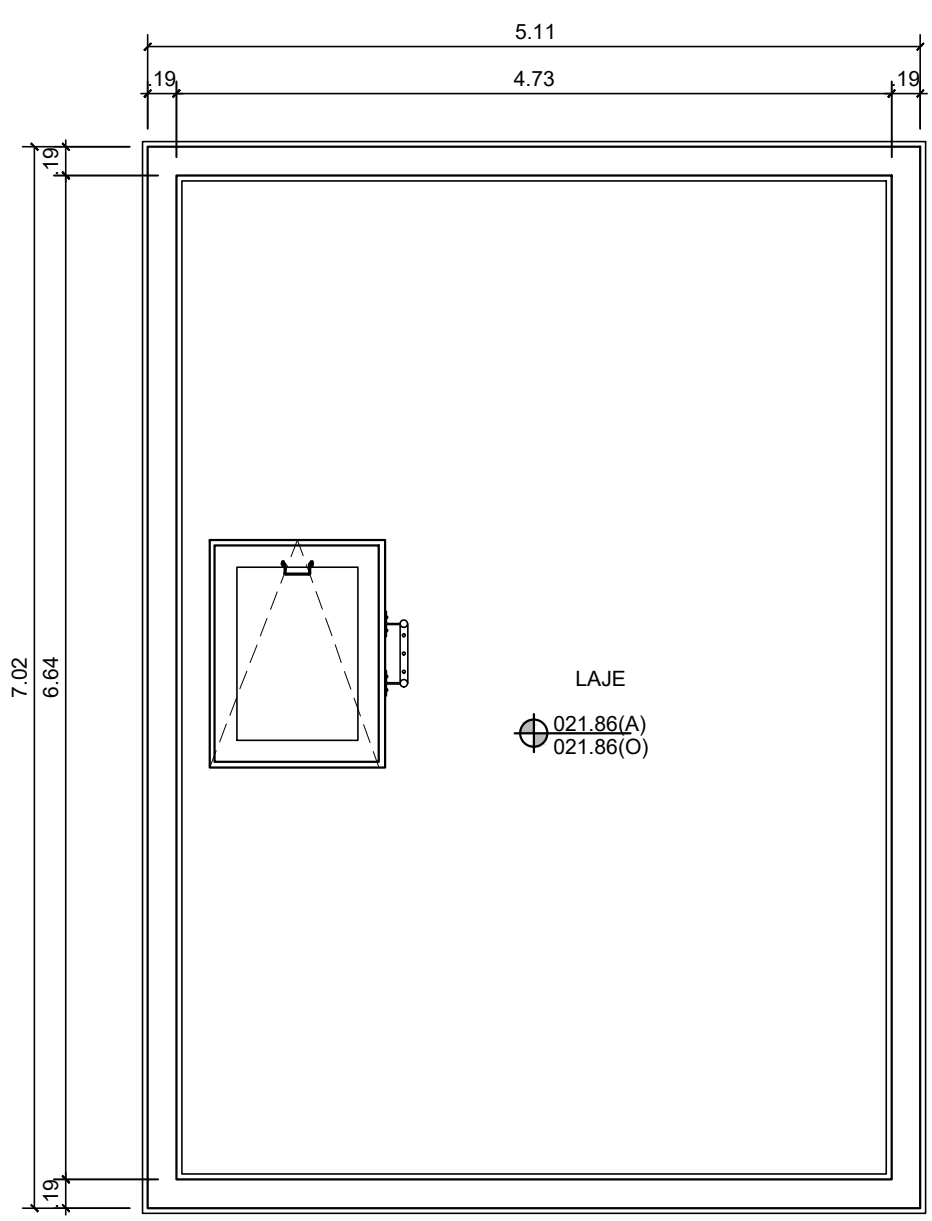


PLANTA DO PAVIMENTO TIPO - 1º AO 5º PAVIMENTO
ED. GARAGEM
ESCALA 1:50

APÊNDICE C - PROJETO ARQUITETÔNICO - PLANTA DA COBERTURA E DO ÁTICO



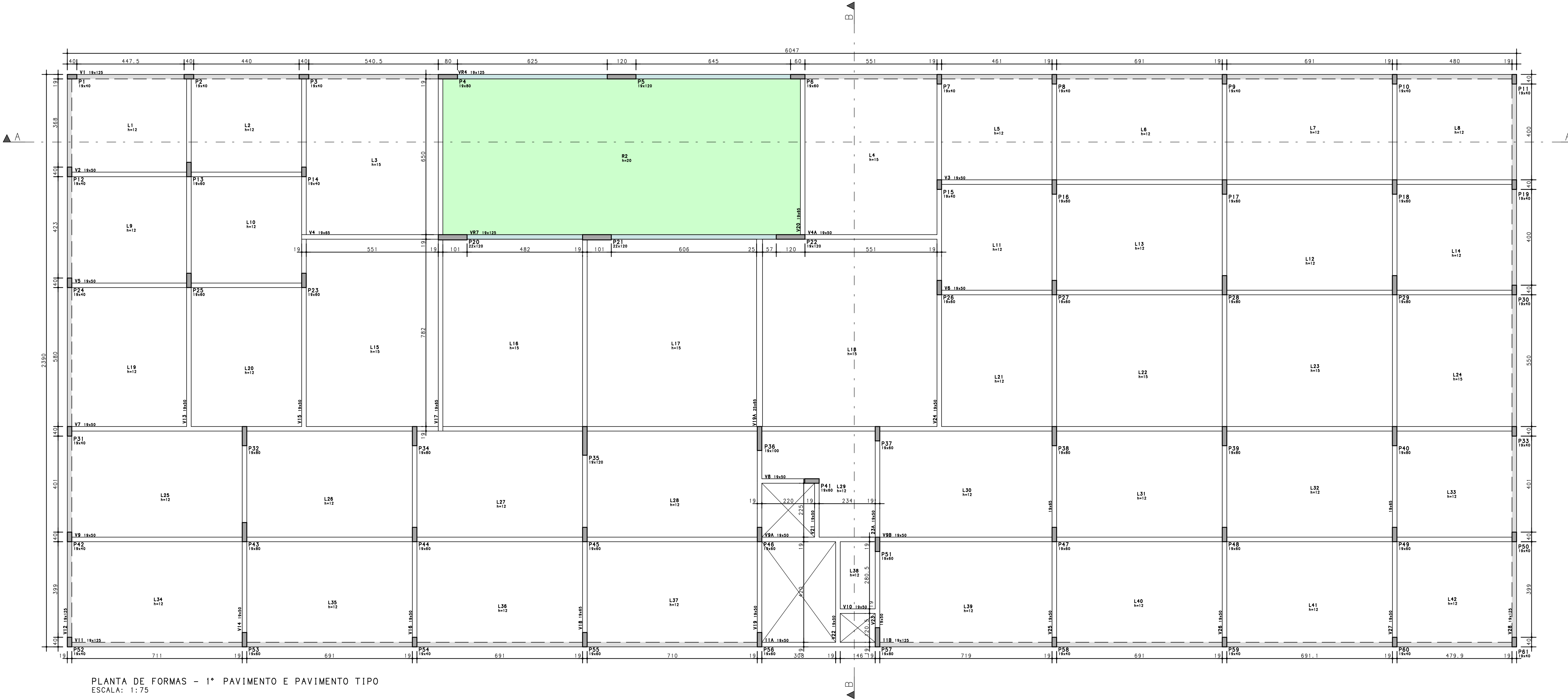
PLANTA COBERTURA
ED. GARAGEM
ESCALA 1:50



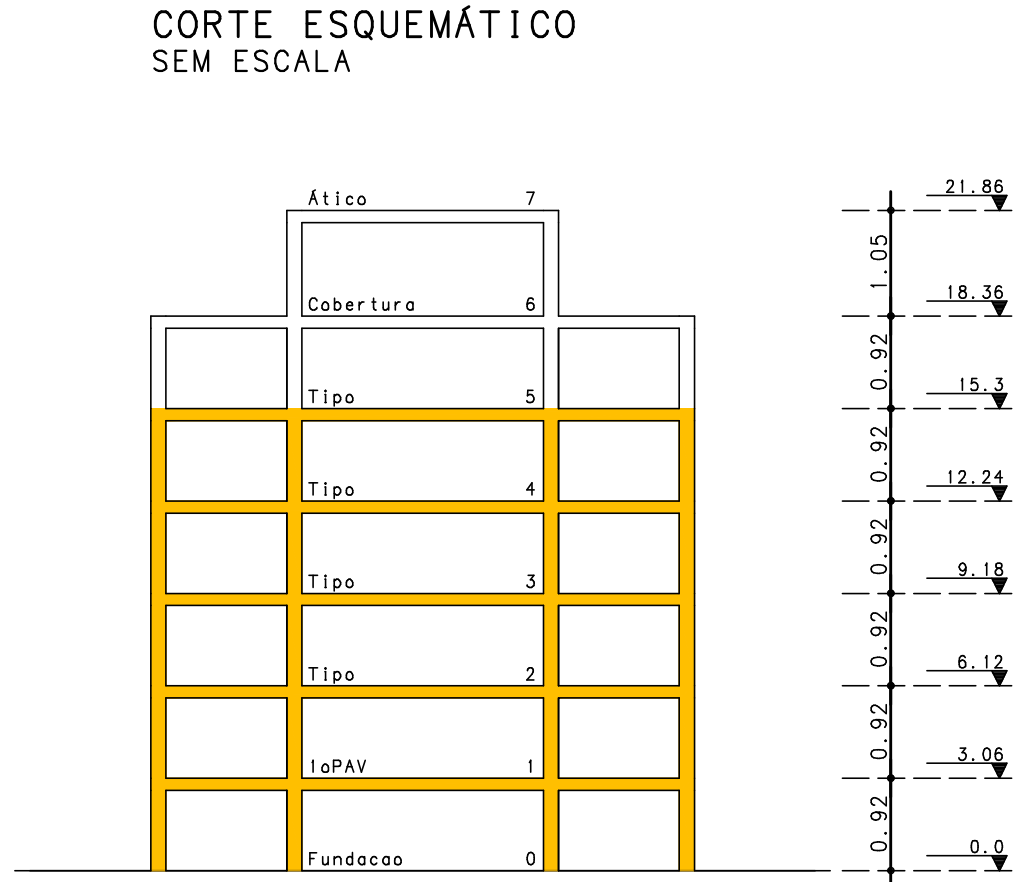
PLANTA ÁTICO
ELEVADOR, ED. GARAGEM
ESCALA 1:50

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

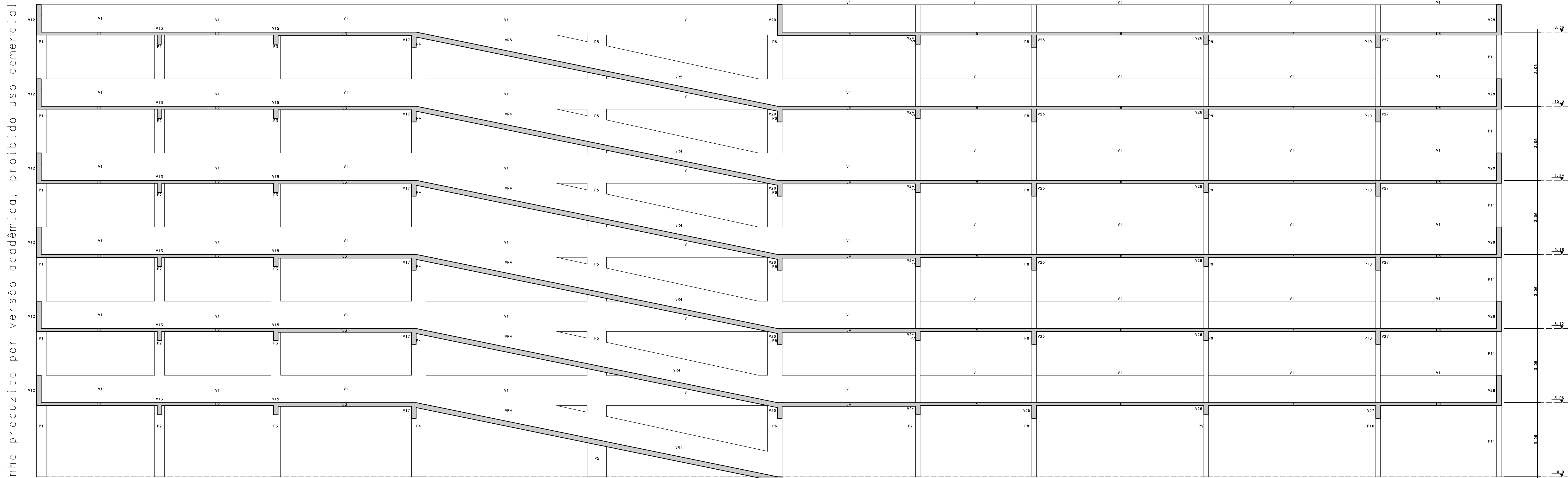
APÊNDICE D - SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO - PLANTA DO 1º PAVIMENTO E PAVIMENTO TIPO - CORTE A-A



PLANTA DE FORMAS - 1º PAVIMENTO E PAVIMENTO TIPO
ESCALA: 1:75



- LEGENDA
- PILARES QUE NASCEM
 - PILARES QUE CONTINUAM
 - PILARES QUE MORREM
 - ESTRUTURA INVERTIDA 110 cm
 - ESTRUTURA INVERTIDA 100 cm
 - RAMPAS

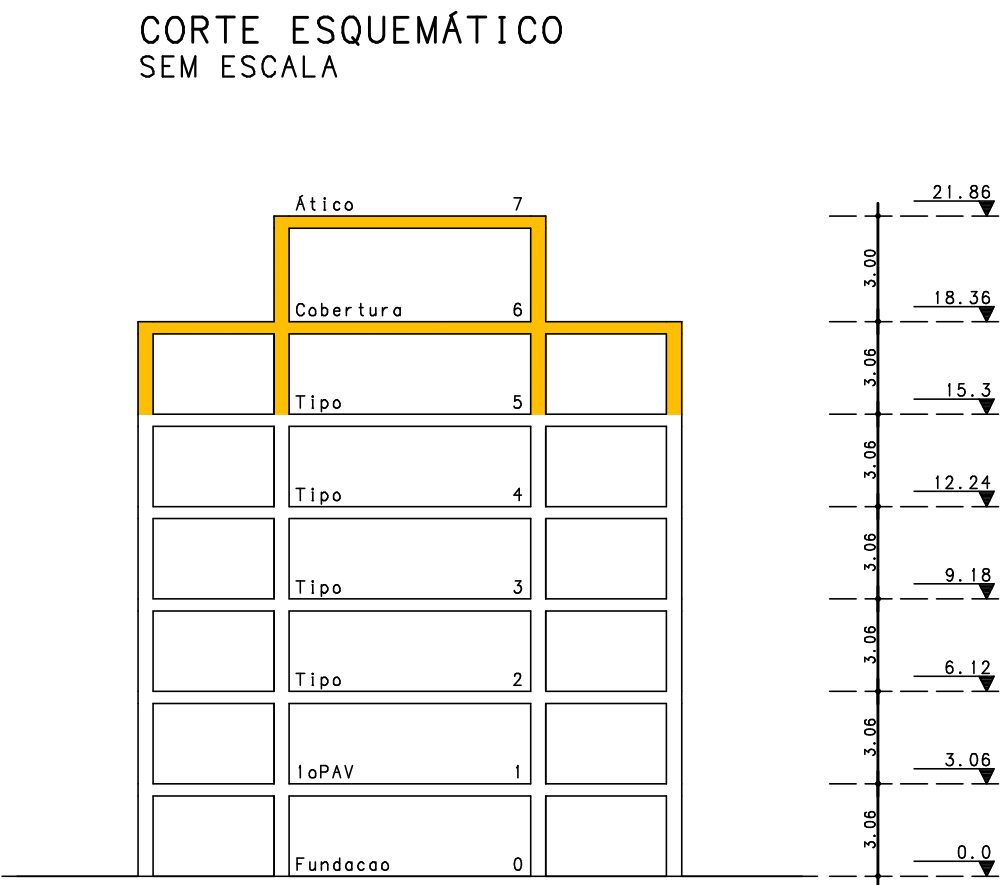
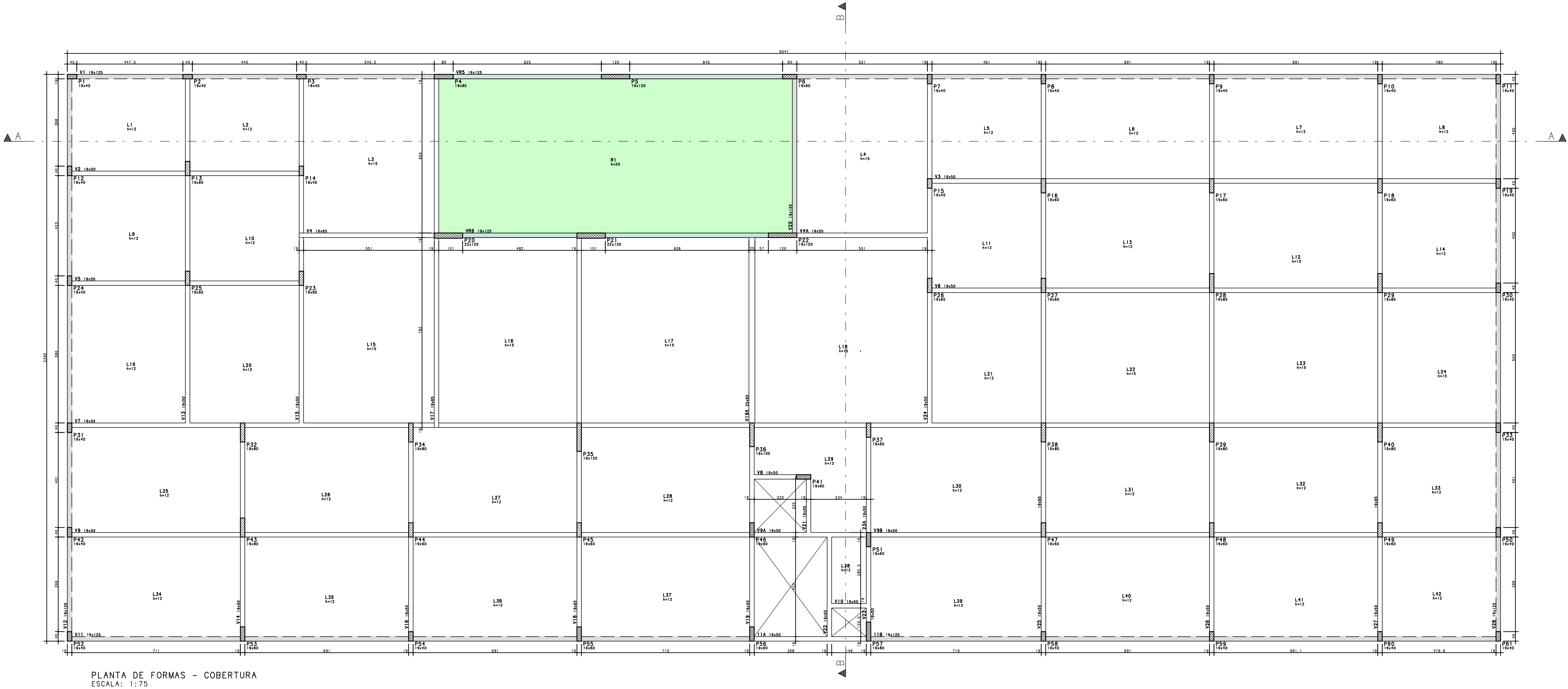


CORTE A-A
ESCALA: 1:75

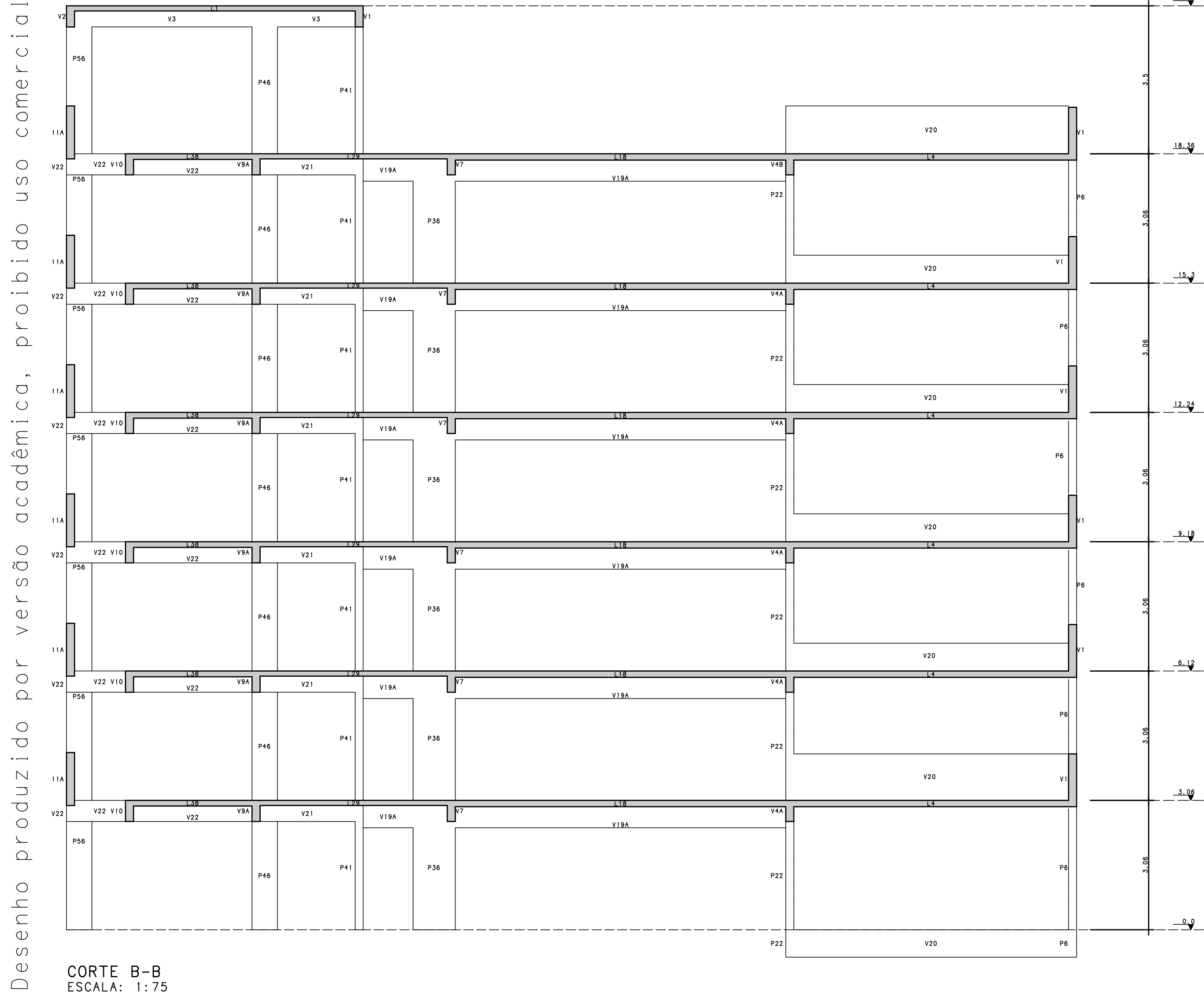
CONCRETO fck = 35 MPa			OBRA N.º
CLIENTE EPUSP			DES. N.º
OBRA EdifícioGaragem			033
TÍTULO SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO PLANTA DO 1º PAVIMENTO E PAVIMENTO TIPO CORTE A-A			REV. N.º
DATA 30/11/2023			00
ESCALA 1:75	DESENHO 100-LOC-033-ROD	COORD.	ENG.º

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

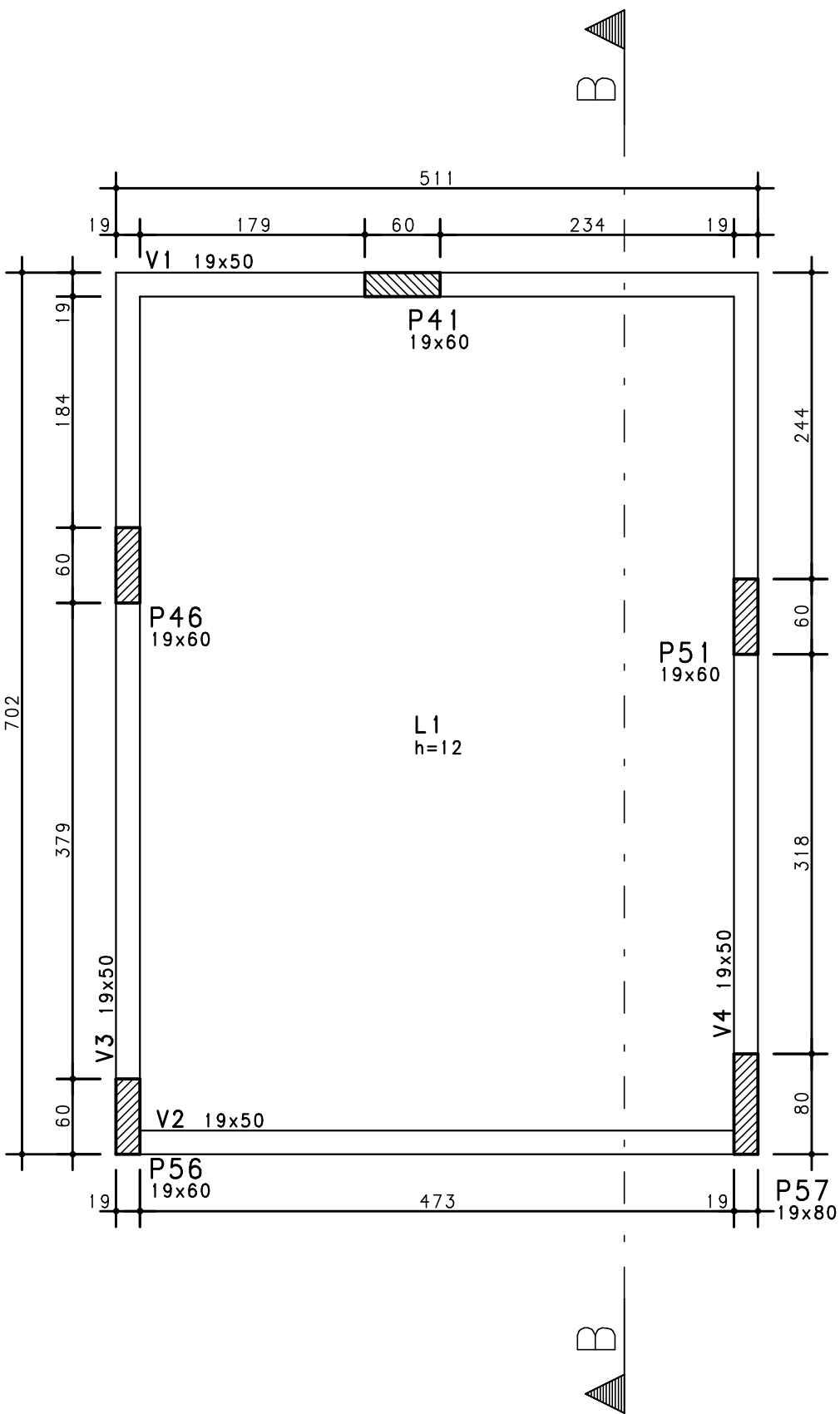
APÊNDICE E - SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO - PLANTA DA COBERTURA E DO ÁTICO - CORTE B-B



- LEGENDA
- PILARES QUE NASCEM
 - PILARES QUE CONTINUAM
 - PILARES QUE MORREM
 - ESTRUTURA INVERTIDA 110 cm
 - ESTRUTURA INVERTIDA 100 cm
 - RAMPAS

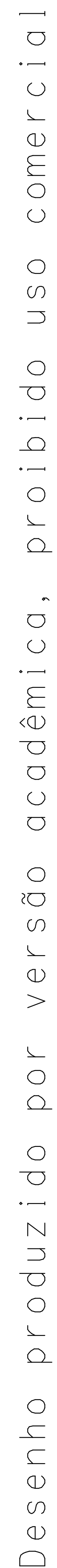
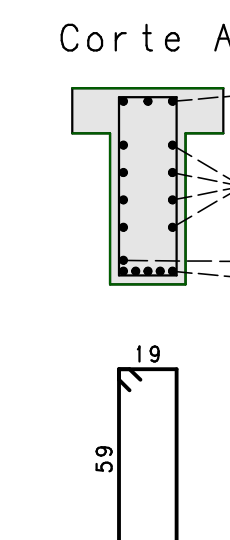
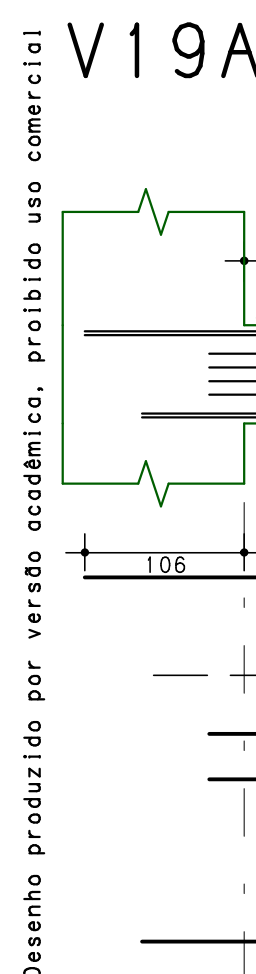
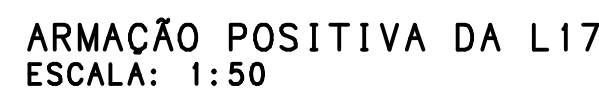


Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



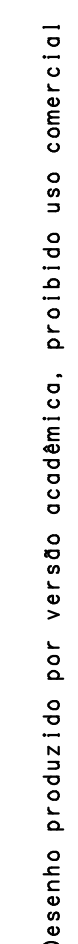
CONCRETO fck = 35 MPa				OBRA N.º
CLIENTE EPUSP				DES. N.º
OBRA EdifícioGaragem				032
TÍTULO SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO PLANTA DA COBERTURA E ÁTICO CORTE B-B				REV. N.º
				00
SALA 30/11/2023	ESCALA Indicada	DESENHO 100-C08-032-R00	COORD.	ENG.º

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ACO		POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT	TOTAL
			mm		cm	cm
L17						
50A	1	8	63	743	46809	
50A	2	8	57	815	46455	
50A	3	10	63	360	22680	
50A	4	10	57	325	18525	
50A	5	6.3	71	115	8165	
50A	6	10	17	7055		
50A	7	12.5	19	415	7885	
50A	8	8	21	415	8715	
60A	9	5	42	1140	47880	
P20						
Lance 6						
60A	1	12.5	10	416	4160	
60A	2	5	28	273	7644	
60A	3	5	84	32	2688	
60A	4	5	5	96	480	
P20						
Lances 1 - 5						
50A	1	16	20	370	7400	
50A	3	16	28	3280	3280	
50A	4	5	22	273	6006	
60A	5	361	32	11552		
50A	6	12.5	30	356	10680	
50A	7	12.5	12	356	4272	
60A	8	5	84	273	22932	
V19A						
50A	1	12.5	3	530	1590	
50A	2	25	5	445	2225	
50A	3	16	6	890	5340	
50A	4	6.3	1	85	85	
50A	5	6.3	79	170	13450	
50A	6	8	8	890	6720	

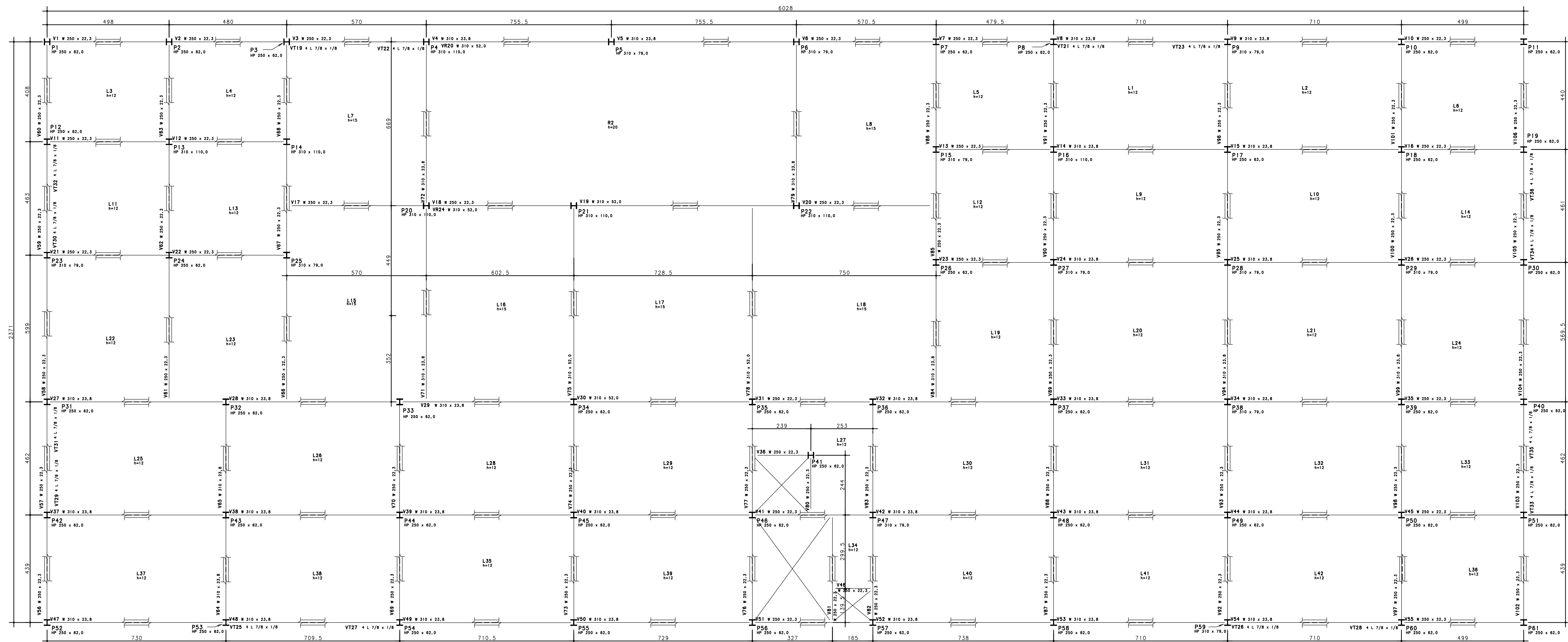
RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
60A	5	992	153
50A	6,3	217	53
50A	8	1087	429
50A	10	483	298
50A	12,5	286	275
50A	16	160	253
50A	25	22	86
Peso Total	60A =		153 kgf
Peso Total	50A =		1394 kgf



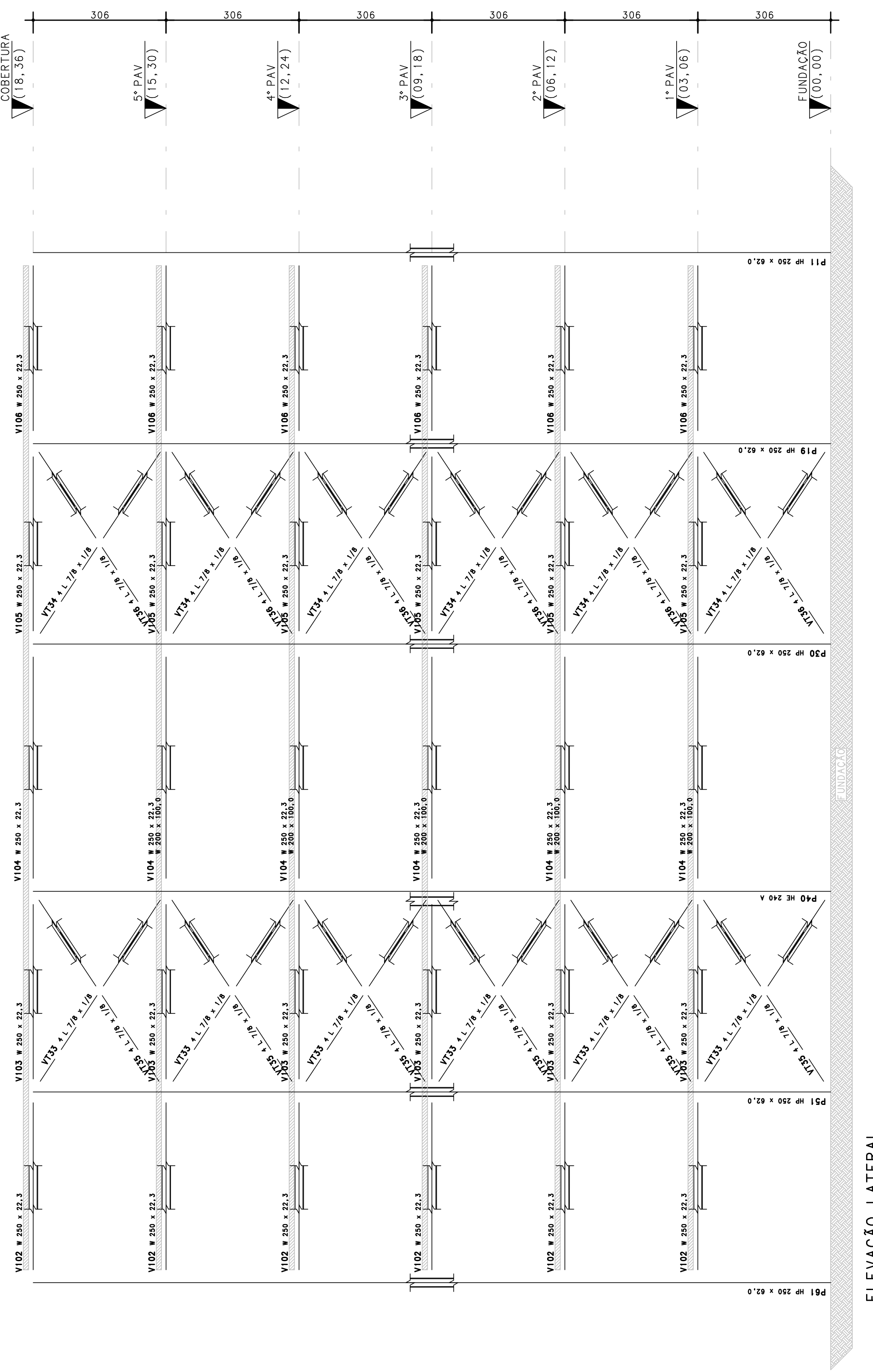
CONCRETO fck = 35 MPa ECS = MPa			OBRA N.º 1000
CLIENTE EPUSP			DES. N.º
OBRA Edifício Garagem			032
TÍTULO DETALHAMENTO - L17/P20/V18			
Laje L17 / P20 - Lance 6 P20 Lances 1 - 5 / V18			REV. N.º 00
DATA 24/11/2023	ESCALA Indicada	DESENHO 100-TIP-032-R00	COORD. ENG.º

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

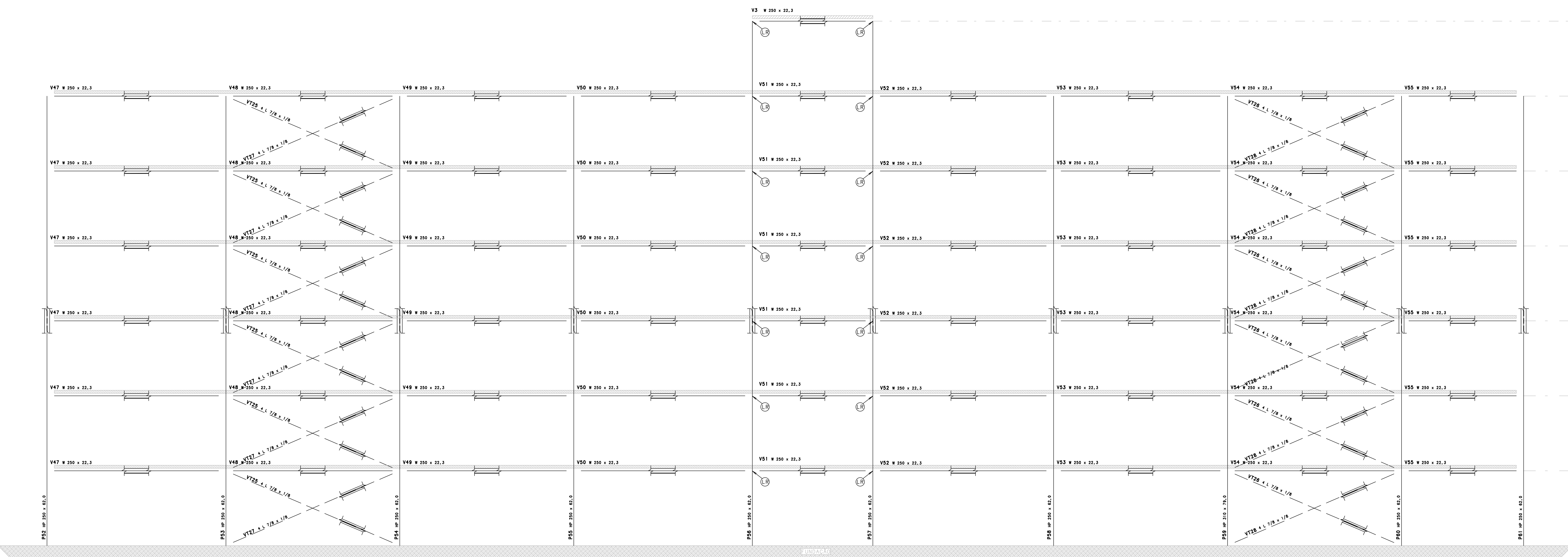
APÊNDICE G - SOLUÇÃO EM ESTRUTURA DE AÇO - PLANTA DO 1º PAVIMENTO, PAVIMENTO TIPO, COBERTURA E ÁTICO - ELEVACOES



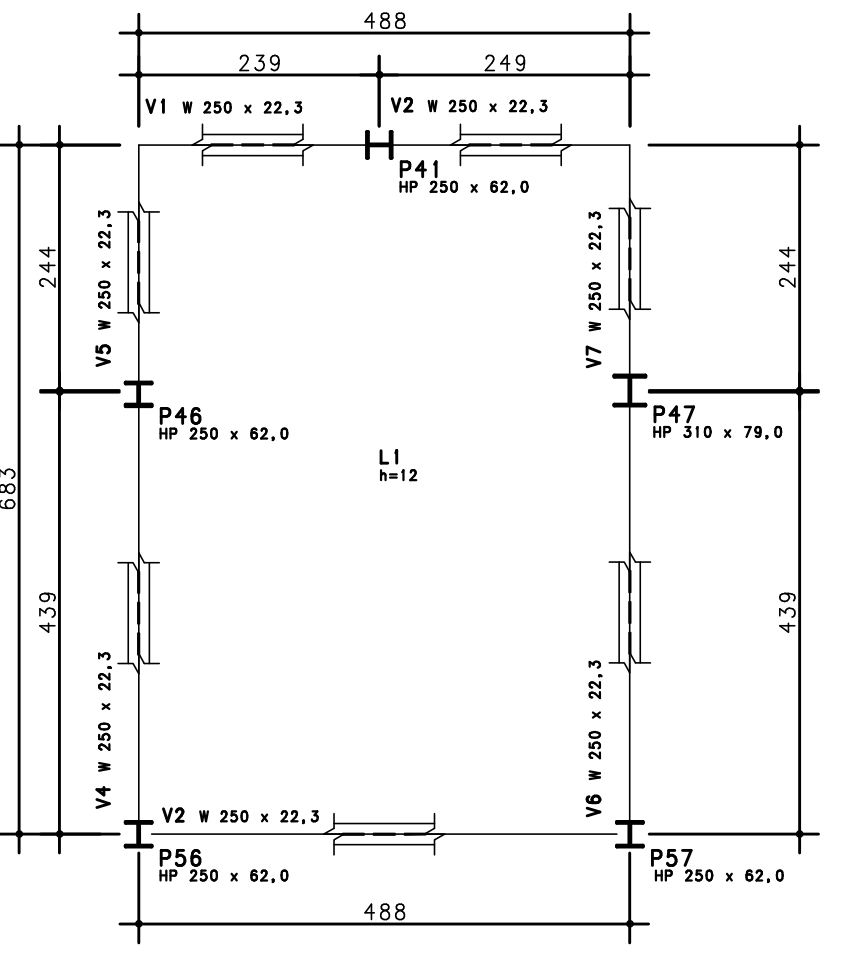
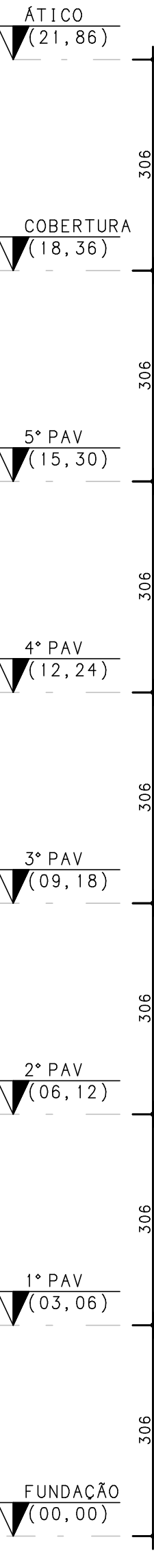
FORMA DO 1º PAVIMENTO, PAVIMENTO TIPO E COBERTURA
ESCALA: 1:75



ELEVACÃO LATERAL
ESCALA: 1:75



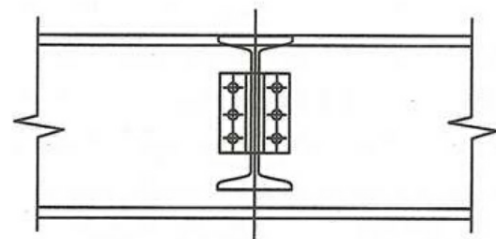
ELEVACÃO FRONTAL
ESCALA: 1:75



FORMA DO ÁTICO
ESCALA: 1:75

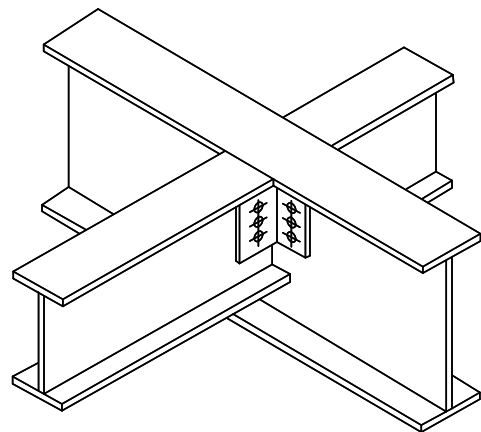
CONCRETO fck = 35 MPa	OBRA N.º 1000
CLIENTE EPUSP	DES. N.º 001
TÍTULO SOLUÇÃO EM ESTRUTURA DE AÇO PLANTA DO 1º PAVIMENTO, PAVIMENTO TIPO, COBERTURA E ELEVACOES DO EDIFÍCIO	REV. N.º 00
SALA 30/11/2023	COORD. ENG. P.

APÊNDICE H - SOLUÇÃO EM ESTRUTURA DE AÇO - DETALHES DAS LIGAÇÕES

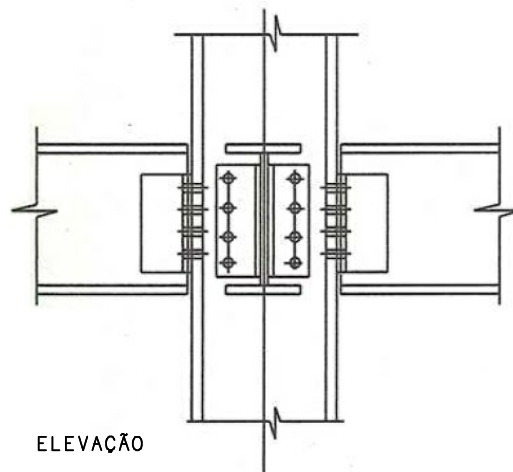


ELEVAÇÃO

SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO VIGA X VIGA

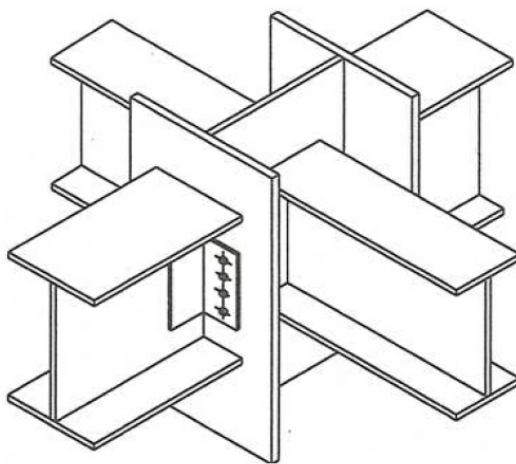


PERSPECTIVA

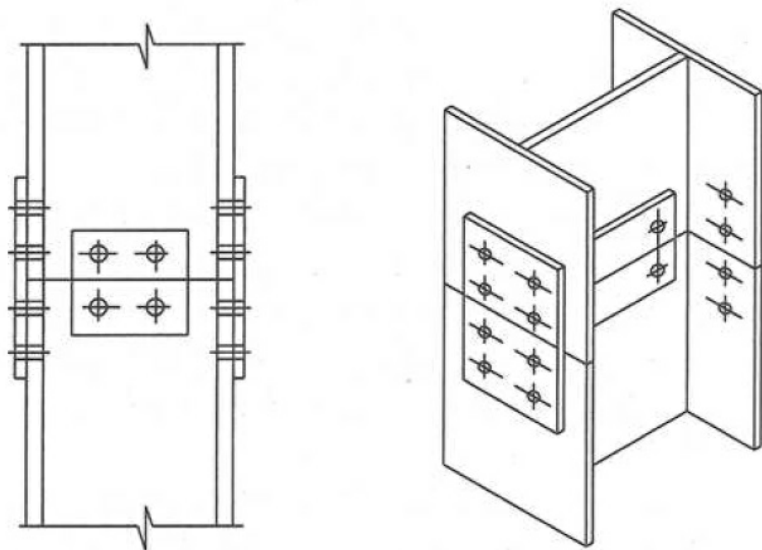


ELEVAÇÃO

SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO VIGA X PILAR - ARTICULADA



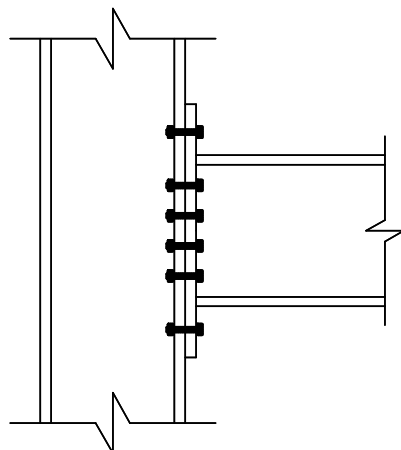
PERSPECTIVA



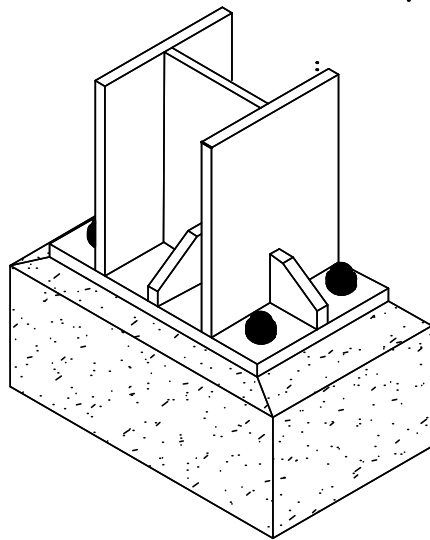
ELEVAÇÃO

PERSPECTIVA

SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO PILAR X PILAR

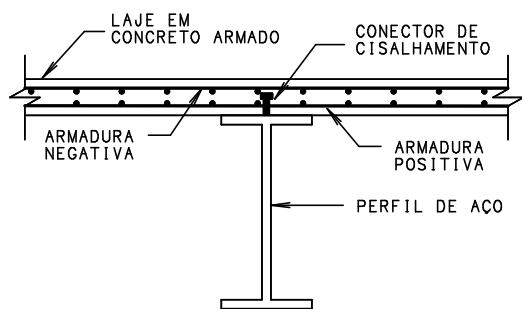


SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO VIGA X PILAR - RÍGIDA

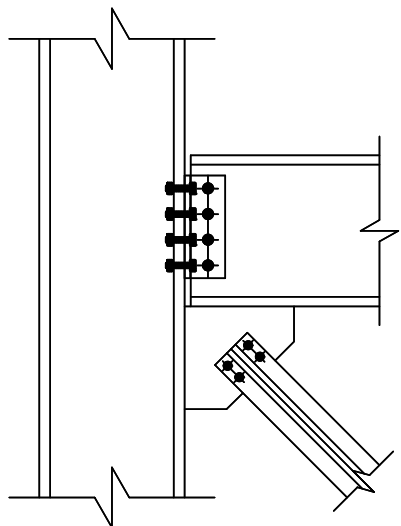


PERSPECTIVA

SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO PILAR X FUNDAÇÃO



SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO VIGA X LAJE



SEM ESCALA
DETALHE DA LIGAÇÃO DOS CONTRAVENTAMENTOS

CLIENTE	EPUSP			OBRA N.º	1000
OBRA	EdifícioGaragem			DES. N.º	002
TÍTULO	SOLUÇÃO EM ESTRUTURA DE AÇO DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES			REV. N.º	00
DATA	30/11/2023	ESCALA	1:25	DESENHO	100-10P-FOR-002-R00
COORD.				ENG.º	