



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE TECNOLOGIAS E RECURSOS NATURAIS  
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

LAÍS RODRIGUES MACÊDO

**ESTUDOS COMPARATIVOS ENTRE PROCESSO DE  
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO  
CONSIDERANDO A NB-1/1978 E A ABNT NBR 6118:2014**

CAMPINA GRANDE - PB  
2019

LAÍS RODRIGUES MACÊDO

**ESTUDOS COMPARATIVOS ENTRE PROCESSO DE  
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO  
CONSIDERANDO A NB-1/1978 E A ABNT NBR 6118:2014**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como pré-requisito para  
obtenção do grau de Bacharel em  
Engenharia Civil pela Universidade Federal  
de Campina Grande (UFCG).

Orientador: Prof. Dr. Milton Bezerra das  
Chagas Filho

## AGRADECIMENTOS

À Deus, a base da minha existência, sem o qual nada disso seria possível. Toda minha honra e louvor a Ele.

À Universidade Federal de Campina Grande e a todos os gestores envolvidos os quais trabalham em prol da educação.

Ao Departamento de Engenharia Civil, com seus professores, técnicos e funcionários que dedicam tempo e empenho aos estudantes durante a formação acadêmica.

Ao meu Orientador, Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho, pela atenção, pelo tempo dedicado e por toda sabedoria compartilhada.

À Profa. Dr. Marília Marcy Cabral de Araújo, pela atenção, disponibilidade e tempo dedicado ao meu trabalho.

Ao Prof. M.Sc. Rodrigo Patrício Mendes Chagas, que colaborou com sugestões para o enriquecimento deste trabalho.

Aos meus amados pais, Lucivaldo Rodrigues (*in memoriam*) e, especialmente, Maria Mazzarello pelo caráter transmitido, pelos ensinamentos fundamentais e por todo amor e incentivo.

Aos meus atenciosos tios, Jucélio Batista e Paulo Macedo, por acreditar no meu esforço e patrocinar esta conquista.

Ao meu querido Albertinin Mourato, pela parceria, por toda assistência e pela companhia que tem tornado o percurso mais leve.

Aos meus demais familiares e prezados amigos, por toda ajuda, compreensão e pelas palavras motivadoras, cuja relevância se reflete nos meus resultados.

## RESUMO

Em sua constante necessidade de atender as mais diversas demandas em períodos de tempo progressivamente menores, o homem tem buscado desenvolver e aperfeiçoar habilidades e aprimorar metodologias. Nesse sentido, o dimensionamento de projetos estruturais foi otimizado através da utilização de *softwares* capazes de executar o processamento da estrutura e apresentar resultados, potencialmente, adequados. Com isso, o texto normativo da NB-1/1978 foi incrementado e a ABNT NBR 6118:2014 apresenta um conteúdo mais detalhado e menos conservador. Para perceber tais mudanças, este trabalho descreve dois estudos comparativos entre os resultados do dimensionamento estrutural de edifício executado na década de 90 e do processamento efetuado pelo *software* CAD/TQS<sup>®</sup>. No Estudo Comparativo 1 (Projeto original e CAD/TQS<sup>®</sup>), verificou-se variações pouco significativas no peso de aço de maior parte dos elementos estruturais, indicando semelhanças nos procedimentos e critérios de cálculo. No Estudo Comparativo 2 (NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014), os resultados do sistema CAD/TQS<sup>®</sup> indicaram acréscimo de 11,5% no volume total de concreto e, na maioria dos casos, redução do quantitativo de aço.

***Palavras chave:*** Norma Regulamentadora; cálculo estrutural; concreto armado; quantitativo.

## ***ABSTRACT***

In his constant need to reach the most diverse demands in progressively shorter periods of time, man has sought to expand and improve skills and improve methodologies. In this sense, the design of structural projects has been improved due to the use of softwares that are able to perform the structure processing and presenting, potentially, properly results. As a result, the standart text of NB-1/1978 was improved and now days, ABNT NBR 6118: 2014 presents a more detailed and less conservative content. To notice those changes, this research presents two comparative studies between the results of the structural design of a building built up in the 1990s and the modern processing performed by CAD/TQS<sup>®</sup> software. In the first Comparative Study (Original Design and CAD/TQS<sup>®</sup>) it was found minor variations in the reinforced bars weight of most structural elements, indicating similarities in the procedures and calculation criteria. In the second one (NB-1/1978 and ABNT NBR 6118: 2014), the results of the CAD/TQS<sup>®</sup> system indicated an increase of 11,5% in the total concrete volume and, in most cases, a reduction in the quantity of reinforced bars.

***Keywords:*** *Standart; structural design; reinforced concrete; quantitative.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.....	30
Figura 2: Momentos fletores em lajes contínuas armadas em uma direção. ....	33
Figura 3: Etapas do processo simplificado de cálculo.....	35
Figura 4: Representação da grelha de vigas e lajes. ....	36
Figura 5: Analogia entre elementos estruturais e pórtico.....	36
Figura 6: Desenho da planta de locação de sapatas .....	39
Figura 7: Elementos estruturais do pavimento térreo.....	40
Figura 8: Elementos estruturais do pavimento de serviços .....	41
Figura 9: Elementos estruturais do pavimento tipo.....	42
Figura 10: Fluxograma para elaboração do Estudo Comparativo 1 .....	44
Figura 11: Lançamento estrutural das sapatas e pilares .....	46
Figura 12: Lançamento estrutural das vigas e lajes do térreo.....	46
Figura 13: Lançamento estrutural das vigas e lajes do pavimento tipo.....	47
Figura 14: Lançamento estrutural das vigas e lajes do pavimento tipo.....	47
Figura 15: Representação do edifício em três dimensões.....	48
Figura 16: Fluxograma para elaboração do Estudo Comparativo 2 .....	49
Figura 17: Fotografia de parte do projeto de armação de sapatas .....	51
Figura 18: Detalhamento para a SPB sugerido pelo CAD/TQS® .....	52
Figura 19: Situação dos pilares segundo o CAD/TQS® .....	53
Figura 20: Esforços nas vigas do pavimento térreo a partir do modelo de grelha .....	55
Figura 21: Esforços nas vigas do pavimento de serviços a partir do modelo de grelha.....	55
Figura 22: Representação da laje do pavimento térreo com indicação da viga V17.....	56
Figura 23: Situação dos pilares segundo o CAD/TQS® .....	59
Figura 24: Diagramas de momentos fletores e esforços cortantes considerando a NB-1/197861	
Figura 25: Diagramas de momentos fletores e esforços cortantes considerando a ABNT NBR 6118:2014.....	62
Figura 26: Representação da laje do pavimento de serviços a partir do modelo de grelha.....	63
Figura 27: Desenho do anteprojeto do pavimento térreo .....	72
Figura 28: Desenho do anteprojeto do pavimento de serviços.....	73
Figura 29 :Desenho do anteprojeto do pavimento tipo.....	74
Figura 30 :Fotografia da planta de locação de sapatas .....	75

Figura 31: Fotografia da planta de forma do térreo.....	75
Figura 32: Fotografia do anteprojeto do pavimento térreo.....	76
Figura 33: Fotografia da planta de forma do pavimento de serviços .....	76
Figura 34: Fotografia do anteprojeto do pavimento de serviços .....	77
Figura 35: Fotografia do anteprojeto do pavimento tipo.....	77
Figura 36: Resumo de aço da armação das lajes do pavimento térreo .....	78
Figura 37: Resumo de aço da armação positiva das lajes do pavimento de serviços.....	78
Figura 38Resumo de aço da armação negativa das lajes do pavimento de serviços.....	79
Figura 39: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento de serviço (1ª parte) .....	79
Figura 40: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento de serviço (2ª parte) .....	80
Figura 41: Resumo de aço da armação dos pilares do pavimento de serviços.....	80
Figura 42: Resumo de aço da armação dos pilares do pavimento térreo .....	81
Figura 43: Resumo de aço da armação positiva e negativa das lajes do pavimento térreo .....	81
Figura 44: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento térreo (1ª parte) .....	82
Figura 45: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento térreo (2ª parte) .....	82

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classes de agressividade ambiental (CAA).....	22
Quadro 2: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, considerando uma tolerância de execução para o cobrimento ( $\Delta c$ ) de 10 mm.....	23
Quadro 3: Considerações sobre cargas de alvenaria .....	43
Quadro 4: Dados sobre sapatas e pilares .....	45
Quadro 5: Variação do peso de aço em sapatas.....	50
Quadro 6: Variação do peso de aço em pilares .....	53
Quadro 7: Variação do peso de aço nas vigas .....	54
Quadro 8: Variação do peso de aço em lajes.....	56
Quadro 9: Volume total de concreto.....	57
Quadro 10: Variação do peso de aço em sapatas.....	58
Quadro 11: Variação do peso de aço em pilares .....	59
Quadro 12: Variação do peso de aço em pilares .....	60
Quadro 13: Variação do peso de aço em lajes.....	62
Quadro 14: Comparação entre especificações normativas .....	71



## LISTA DE ABREVIACOES E SIGLAS

ABC	Associação Brasileira do Concreto
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CAD	Computer Aided Design
CEB	Comit Européen du Béton
ELS	Estado-Limite de Servio
ELU	Estado-Limite ltimo
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
Inmetro	Instituto Brasileiro de Metrologia
INT	Instituto Nacional de Tecnologia
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Regulamentadora
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
Sinmetro	Sistema Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\varepsilon_{c2}$	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
$\varepsilon_{cu}$	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
$b_w$	Largura da alma de uma viga
$k_{md}$	Coefficiente do momento fletor de cálculo
$k_z$	Coefficiente de braço de alavanca relativo
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$M_{1d, min}$	Momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar
$\tau_d$	Tensão tangencial no plano horizontal de corte
$z$	Braço de alavanca
®	Marca Registrada

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1</b>	12
1. INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS .....	14
1.1.1 Objetivo Geral .....	14
1.1.2 Objetivos Específicos .....	14
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	15
<b>CAPÍTULO 2</b>	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 ORIGENS E CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	16
2.1.1 Engenharia Estrutural .....	16
2.1.2 Cimento Portland.....	17
2.1.3 Concreto Armado .....	17
2.1.4 Normas Técnicas .....	18
2.2 PRINCÍPIOS DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ....	21
2.2.1 Requisitos de Qualidade da Estrutura.....	21
2.2.1 Concepção Estrutural.....	23
2.3 CONSIDERAÇÕES PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	25
2.3.1 Princípios para o Cálculo.....	25
2.3.2 Método de Cálculo.....	26
2.3.3 Dimensionamento da Estrutura .....	26
2.3.3.1 Cálculo de Fundações Pouco Profundas.....	27
2.3.3.2 Cálculo de Pilares .....	27
2.3.3.3 Cálculo de Elementos Lineares à Solicitação Normal.....	28
2.3.3.4 Cálculo de Elementos Lineares à Flexão Pura .....	30
2.3.3.5 Cálculo de Elementos Lineares à Força Cortante.....	31
2.3.3.6 Cálculo de Lajes Maciças Retangulares .....	32
2.4 SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO .....	33
2.4.1 Modelo Estrutural .....	34
2.4.2 CAD/TQS® .....	37
<b>CAPÍTULO 3</b>	38
3. MATERIAIS E MÉTODOS	38

3.1	MATERIAIS.....	38
3.1.1	Objeto de Estudo .....	38
3.1.2	<i>Software</i> .....	43
3.2	MÉTODOS .....	43
3.2.1	Estudo Comparativo 1: Projeto Original e CAD/TQS® .....	43
3.2.2	Estudo Comparativo 2: NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014 .....	48
	<b>CAPÍTULO 4</b>	<b>50</b>
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	50
4.1	Estudo Comparativo 1: Projeto Original e CAD/TQS® .....	50
4.1.1	Sapatas .....	50
4.1.2	Pilares .....	52
4.1.3	Vigas.....	54
4.1.4	Lajes.....	56
4.2	Estudo Comparativo 2: NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014 .....	57
4.2.1	Quantitativo de concreto.....	57
4.2.2	Sapatas .....	57
4.2.3	Pilares .....	58
4.2.4	Vigas.....	60
4.2.5	Lajes.....	62
	<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>64</b>
5.	CONCLUSÕES	64
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
	ANEXO A	71
	ANEXO B	72
	ANEXO C	78

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

Desde habitações rudimentares até as obras de arte mais sofisticadas, o homem tem buscado aperfeiçoar sua habilidade de construir. Tal capacidade é inerente à sua própria existência, uma vez que a necessidade de habitar em um local planejado passou a ser elementar. Nesse contexto, uma das áreas do conhecimento responsável pelo aperfeiçoamento das construções é a Engenharia Estrutural, que, segundo Martha (2011, p. 1), refere-se ao planejamento, projeto, construção e manutenção de sistemas estruturais para transporte, moradia, trabalho e lazer.

Um conceito importante nesse âmbito é o de estrutura, o qual pode ser sintetizado como um conjunto das partes consideradas resistentes de uma edificação. Geralmente, essa está sujeita a esforços normais, esforços cortantes, momentos fletores e/ou momentos torsões, calculados através da análise estrutural estática ou dinâmica. Para isso, é preciso conhecer o comportamento do elemento estrutural e as tensões atuantes no material, podendo, assim, mensurar sua capacidade resistente.

Para viabilizar o cálculo estrutural por meio de processos simplificados, é necessário discretizar elementos durante a modelagem analítica, com o objetivo de reduzir o problema real a um conjunto de subproblemas solucionáveis. Isso pode ser realizado através de uma decomposição real, acrescentando juntas de dilatação, ou de uma decomposição virtual, que serve apenas para fins de cálculo, subdividindo a estrutura em partes cujo comportamento pode ser analisado individualmente.

Em consequência disso, é evidente que as transformações têm acontecido em um ritmo acelerado, exigindo informações mais rápidas e metodologias mais eficientes. Tornou-se, comum, portanto, encontrar abordagens sobre o avanço tecnológico e a crescente presença de modernizações no cotidiano de profissionais das mais diversas áreas do conhecimento. Para Leet, Uang e Gilbert (2010, p. 8), a evolução das formas estruturais está intimamente relacionada com os materiais disponíveis, o estado da tecnologia da construção, o conhecimento do projetista sobre o comportamento estrutural e a habilidade dos trabalhadores de construção.

Com o desenvolvimento da ciência, materiais e métodos construtivos foram aprimorados, viabilizando a possibilidade de edificar obras mais seguras, duráveis e

surpreendentes. Tal avanço, acarretou a instauração e, conforme a necessidade, a adequação de normas técnicas regulamentadoras para orientação dos profissionais e padronização dos processos. Além disso, favoreceu a ascensão de técnicas relacionadas à elaboração de projetos através da utilização de computadores e de ferramentas específicas para a simulação de obras de engenharia. Sobre isso, Razente (2004, p. 15) escreveu:

A implementação da informática nas etapas de projeto permitiu que estes fossem elaborados enfocando os princípios da racionalização construtiva, destacando-se: a compatibilização entre projetos, coordenação modular, melhor apresentação de detalhes construtivos e eventualmente de algumas técnicas de execução. Os recursos de informática permitem ainda que os profissionais envolvidos com projeto sejam mais competitivos, diminuindo o tempo gasto para a elaboração dos trabalhos e possibilitando a garantia de prazos relacionados às etapas da obra.

Nesse sentido, é relevante entender os reais benefícios e as inevitáveis desvantagens das mudanças ocasionadas pela união da tecnologia e do conhecimento prático. É inegável que programas computacionais de cálculo estrutural podem ser considerados ferramentas de grande utilidade nas mãos de bons profissionais, mas inconvenientes e perigosas se usadas por pessoas sem a qualificação adequada.

A partir da compreensão do funcionamento de programas computacionais, é possível desenvolver uma habilidade para percepção de erros e identificação de exageros. Essa capacidade permite a redução de custos, a otimização de tempo e a simplificação de tarefas. Tal conhecimento facilita a análise de resultados e amplia a noção das vantagens e desvantagens de cada metodologia a fim de mensurar suas limitações.

À vista disso, propõe-se elaborar dois estudos comparativos entre resultados do processo simplificado de cálculo, com o auxílio do sistema CAD/TQS<sup>®</sup>. Esse é um dos programas computacionais difundidos no setor da Engenharia Civil no Brasil, destinado à elaboração de projetos estruturais. Para isso, será tomado como base dados relacionados ao sistema estrutural de um edifício de treze pavimentos, construído na década de 90, com projetos e especificações segundo a NB-1/1978, possibilitando, também, uma comparação com o texto normativo da ABNT NBR 6118:2014.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Comparar os resultados do dimensionamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos, obtidos a partir das considerações normativas da NB-1/1978 e da ABNT NBR 6118:2014, utilizando o programa computacional CAD/TQS®.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar mudanças, referentes ao estudo realizado, identificadas nos textos normativos desde a NB-1/1978 até a ABNT NBR 6118:2014;
- Comparar os resultados do dimensionamento de elementos estruturais do edifício à luz da norma NB-1/1978 e através do *software* CAD/TQS®;
- Analisar o efeito das diferenças nas recomendações normativas no dimensionamento estrutural;

## 1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O texto deste trabalho é composto das seguintes partes:

*Capítulo 1 – Introdução.* São evidenciadas as percepções iniciais relevantes ao trabalho, indicando motivações e fundamentos. Além disso, apresenta-se o objetivo geral e os objetivos específicos do estudo comparativo realizado.

*Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica.* São fornecidos conceitos fundamentais referentes ao estudo do Cálculo Estrutural, às definições do Concreto Armado e à evolução dos textos normativos. Inclui-se compreensões iniciais sobre os requisitos de qualidade da estrutura e a concepção estrutural. São descritas considerações básicas sobre o cálculo de estruturas de Concreto Armado e sobre sistemas computacionais como ferramentas auxiliaadoras na elaboração de projetos estruturais.

*Capítulo 3 – Materiais e Métodos.* São mencionados os materiais e métodos utilizados no estudo, com características relevantes sobre o projeto original do edifício tomado como base, além de indicar o *software* utilizado para obtenção e análise de resultados. São indicadas as etapas seguidas para elaboração dos dois estudos comparativos realizados.

*Capítulo 4 – Resultados e Análises.* São apresentados os resultados obtidos através do *software*, referentes aos quantitativos de aço e volume de concreto dos elementos estruturais do edifício. Tais conclusões são examinadas, discutidas e reformuladas para organizar informações construtivas ao propósito do estudo comparativo.

*Capítulo 5 – Conclusões.* Finalmente, apresentam-se as considerações finais do estudo realizado, evidenciando as causas de variações nos resultados e diferenças normativas identificadas.



## CAPÍTULO 2

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 ORIGENS E CONCEITOS FUNDAMENTAIS

##### 2.1.1 Engenharia Estrutural

Continuamente, a evolução da humanidade é norteadada pelo contexto cultural, histórico e social. Tal avanço acontece, em tese, a partir da necessidade em meio a crises ou da simples união de fatores propícios que motivaram o homem a perceber suas habilidades técnicas (Bazzo e Pereira, 2006, p. 65). Com isso, no decorrer dos séculos, pode-se observar marcos importantes que promoveram transformações descomuns, destacando-se, a princípio, o domínio do fogo, a descoberta do braço de alavanca e a invenção do alfabeto para a escrita e numeração.

Tais inovações foram o ponto de partida para a idealização dos precursores da Engenharia. A título de exemplos, merecem notoriedade as construções colossais feitas pelos egípcios, como as pirâmides de Gizé; os aquedutos e estradas edificadas pelos romanos; e os grandes templos executados pelos gregos. Além desses, podem-se citar como bases para a evolução da Engenharia os princípios da Matemática apresentados pelos chineses; os inúmeros projetos desenvolvidos por Leonardo da Vinci (1452-1519); a Ciência Moderna evidenciada a partir dos conhecimentos de pesquisadores como Galileo Galilei (1564-1642), Johannes Kepler (1571-1630) e Isaac Newton (1643-1727). Sobre isso, Bazzo e Pereira (2006, p. 70) afirmaram:

A engenharia moderna é aquela que se caracteriza por uma forte aplicação de conhecimentos científicos à solução de problemas. Ela pode dedicar-se, basicamente, a problemas da mesma espécie que a engenharia do passado se dedicava, porém com uma característica distinta e marcante: a aplicação de conhecimentos científicos.

Posteriormente, com o desenvolvimento da imprensa e da máquina a vapor, o conhecimento tecnológico encontrou espaço para progredir, sendo favorecido pela Revolução Industrial (1760-1820). Desde então, a tecnologia se estabeleceu como facilitadora do estilo de vida da sociedade moderna, sendo, em grande parte, decorrência do avanço da Engenharia.

Nesse sentido, percebeu-se uma ampliação de possibilidades para o meio de atuação da Engenharia Estrutural. Com o desenvolvimento de *softwares* específicos para cálculos de

engenharia, a elaboração de projetos estruturais foi facilitada. Além disso, o aperfeiçoamento dos materiais de construção tem possibilitado a execução de obras mais resistentes e duráveis.

### 2.1.2 Cimento Portland

A descoberta do cimento aconteceu há cerca de 4.500 anos e, certamente, foi um marco que revolucionou a construção civil. Segundo Battagin (2009), a palavra cimento é originada do latim *caementu*, que designava, na velha Roma, uma espécie de pedra natural de rochedos e não esquadrejada. Afirmar, também, que os imponentes monumentos do Egito antigo já utilizavam uma liga constituída por uma mistura de gesso calcinado. Além dessas, as grandes obras gregas e romanas, como o Panteão (27 a. C. – 14 d. C.) e o Coliseu (70 d. C.), foram construídas com o uso de solos de origem vulcânica da ilha grega de Santorino, que possuíam propriedades de endurecimento sob a ação da água, semelhantes ao cimento Portland.

Conforme Santos (1983, p. 12), o cimento Portland comum é um aglomerante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland, produto constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos. Sobre este material, Helene e Andrade (2010, p. 1), afirmaram:

Sua descoberta no fim do século XIX e seu intensivo uso no século XX, que o transformaram no material mais consumido pelo homem depois da água, revolucionaram a arte de projetar e construir estruturas cuja evolução sempre esteve associada ao desenvolvimento das civilizações ao longo da história da humanidade.

### 2.1.3 Concreto Armado

O concreto de cimento Portland é o mais importante material estrutural e de construção civil da atualidade. Mesmo sendo o mais recente dos materiais de construção de estruturas, pode ser considerado como uma das descobertas mais interessantes da história do desenvolvimento da humanidade e sua qualidade de vida (HELENE e ANDRADE, 2010, p. 1).

O concreto é um aglomerante constituído de agregados e cimento como aglutinante; é, portanto, uma rocha artificial (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977, p. 3). Esse possui boa resistência à compressão e baixa resistência à tração, limitação que motivou a procura por alternativas, principalmente para o caso de peças submetidas à flexão. Iniciou-se, então, estudos a respeito da associação concreto-aço.

Apesar do recente crescimento do uso deste material, a ideia de associar barras metálicas à pedra ou argamassa com a finalidade de aumentar a resistência às solicitações de serviço remonta ao tempo dos romanos (SANTOS, 1983, p. 37). Tal união de materiais passou a ser denominada de concreto armado, uma pedra artificial combinada a uma armadura de aço. Esta

combinação aproveita vantagens de ambos, como a boa resistência à compressão do concreto; a elevada resistência à tração do aço; a boa aderência entre o aço e o concreto; e a proteção do aço contra a corrosão fornecida pelo concreto.

Por esse motivo, houve um aprofundamento em pesquisas relacionadas ao concreto armado, para amenizar limitações como a tendência à fissuração, inerente à baixa resistência a tração das peças e causada pela retração do concreto. Esta e outras desvantagens, além da massificação e aumento do uso do concreto estrutural, acarretaram a necessidade de se estabelecer padrões de procedimento, dando origem aos regulamentos técnicos.

#### 2.1.4 Normas Técnicas

Na década de 1930, houve considerável crescimento no setor da construção civil nacional. Nesse período, se destacou a implantação das primeiras fábricas de cimento no País, a criação da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, em 1936) e a criação da Associação Brasileira do Concreto (ABC, em 1930). Estas reuniram profissionais do meio técnico nacional que, por influência da imigração europeia, dominavam técnicas de construção em concreto armado consideradas avançadas para a época, conforme o Instituto Brasileiro do Concreto (2006).

Além disso, o frequente uso do concreto na construção de edifícios, pontes, reservatórios e estradas de rodagem, desenvolveu a necessidade de instituir padrões de procedimentos, fato que motivou a fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), em 28 de setembro de 1940. Para Santos (1983, p. 16), o objetivo foi obter defesa dos interesses nacionais; racionalização na fabricação, produção ou troca de bens e serviços; proteção dos interesses dos consumidores; segurança de pessoas e bens; e uniformidade dos meios de expressão e comunicação. Battagin, Munhoz e Battagin (2014, p. 41) escreveram:

Com participação ativa da ABCP [Associação Brasileira de Cimento Portland] e de outros institutos de renome, como o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e o Instituto Nacional de Tecnologia (INT), foram elaborados os primeiros textos normativos do País, estabelecendo as características dos cimentos nacionais e os métodos de ensaio para sua determinação. Esses documentos ganharam o status de Normas Técnicas por decreto do então presidente Getúlio Vargas, em 1937, antes da fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas, que data de 1940, e passa, então, a coordenar todas as atividades de normalização.

Durante a reunião de fundação da ABNT, foi publicada a primeira norma brasileira, a NB-1, com o título Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Essa redação foi alterada nos anos de 1943, 1949 e 1950, sendo consolidada na NB-1/1960, que prevaleceu até 1978. A

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2011, p. 51), ressalta que a NB-1 ganhou prestígio internacional, indicando um claro sinal da maturidade técnica de certos ramos da engenharia nacional e do interesse dos gestores do Estado na modernização da administração pública. Enquanto isso, a economia mundial vivia sob os rigores da Segunda Guerra Mundial e a industrialização do país dava seus primeiros passos. O IBRACON (2006, p. 7) comunicou que ao acompanhar a evolução das normas estruturais brasileiras para concreto, verificou que estas sistematicamente se anteciparam, de modo pioneiro, às normas de outros países, com a inclusão dos mais recentes avanços da tecnologia do concreto armado. Afirma, ainda, que:

Esse aspecto pioneiro das normas estruturais brasileiras se acentuou ainda mais com a visão da NB-1/1960, que além de adotar definitivamente como método principal o “cálculo de ruptura”, introduziu antes do CEB o conceito de “resistência característica”, resultante da aplicação de critérios estatísticos aos ensaios de controle de qualidade de concreto. A partir de 1960 tornou-se mais ativa a participação brasileira nos trabalhos do CEB e da RILEM (IBRACON, 2006, p.7).

Em 1973, foi fundado o Instituto Brasileiro de Metrologia (Inmetro), um órgão federal que busca implantar programas de avaliação da conformidade de produtos, processos, serviços e pessoal, alinhados às políticas do Sistema Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Sinmetro) e às práticas internacionais, promovendo competitividade, concorrência justa e proteção à saúde e segurança do cidadão e ao meio ambiente (INMETRO, 2012). Este órgão registra normas técnicas de forma diferente da ABNT, uma vez que utiliza o prefixo NBR acompanhado de um número de ordem. A NB-1, por exemplo, foi identificada como NBR 6118 pelo Inmetro. Entretanto, as duas notações são válidas.

No ano de 1978, a NB-1 ganhou uma nova versão, com o título Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Clímaco (2016) afirma que grandes mudanças foram introduzidas na sistemática de cálculo, principalmente com a adoção do *Método de Cálculo dos Estados Limites*, uma concepção inovadora para o dimensionamento e a verificação de segurança, proposta pelo *Comité Européen du Béton* (CEB), em 1972. Além disso, passou a existir maior rigor na verificação da estrutura aos estados limites de utilização ou de serviço, em especial no que se refere ao controle da fissuração e avaliação de flechas.

Posteriormente, observou-se a necessidade de renovação dos textos normativos vigentes e em 2001 foi divulgado um Projeto de Revisão da Norma. Após discussões, a ABNT NBR 6118:2003 (notação que passou a ser mais utilizada) foi publicada e validada a partir de março de 2004. Segundo o IBRACON (2006), a atualização da norma exigiu mudanças expressivas em outros documentos normativos, de maneira a atender aos requisitos impostos,

principalmente quanto aos aspectos relativos à durabilidade, à análise estrutural e ao detalhamento de regiões com descontinuidade. Além disso, apresentou alterações abrangentes e significativas, quanto a permissão do uso integral de *softwares* de forma a proporcionar uma análise global do comportamento da estrutura. A esse respeito, Silva (2008, p. 12) escreveu:

Na Norma de 1978 os elementos eram dimensionados de forma isolada, refletindo a estratégia de cálculo vigente naquela época. Com os programas computacionais, as estruturas tendem a ser analisadas de forma integrada, como conjuntos de pórticos, o que se aproxima mais da realidade, pois considera as interações entre os diferentes elementos que constituem a edificação. Dessa forma, o cálculo passa a ser mais rigoroso e menos conservador.

Outra relevante mudança apresentada pela ABNT NBR 6118:2003, diz respeito ao escopo do texto normativo, uma vez que as versões anteriores incluíam projeto, controle e execução de estruturas de concreto armado. Considerando questões práticas e conceituais, tal modificação aconteceu em razão da importância de expor, detalhadamente, o conteúdo necessário em normas técnicas específicas. Este fato desencadeou a publicação da ABNT NBR 14931, em 2004, com o título Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento, e da ABNT NBR 12655, em 2006, que trata da produção e controle de aceitação do concreto. A respeito da importância das especificações técnicas, Pacheco e Helene (2013, p. 4), escreveram:

Esse conjunto consistente de textos, por vezes desconhecido, em sua totalidade, da maioria dos engenheiros, tranquilizam projetistas, construtores, produtores de concreto, consultores e laboratórios de controle, que têm numa normalização abrangente, um referencial seguro e legal de seu exercício profissional, minimizando desentendimentos e desgastes entre as partes.

Finalmente, a última atualização da NBR 6118 foi publicada em 2014. Foi elaborada no Comitê Brasileiro de Construção Civil (ABNT/CB-02), pela Comissão de Estudo de Estruturas de Concreto – Projeto e Execução. A ABNT 6118:2014 aperfeiçoou a anterior quanto aos processos de cálculo baseados em métodos numéricos e computacionais, além de enfatizar os requisitos de qualidade da estrutura e do projeto e as exigências sobre durabilidade. Sobre isso, o IBRACON (2015, p. 14) publicou:

A vida útil da estrutura no projeto é relativamente recente. Foi introduzida na década de 1990 na Europa e nos Estados Unidos e, em 2003 no Brasil, com a publicação da ABNT NBR 6118. O conceito foi reforçado no país com a publicação, em 2013, da ABNT NBR 15575, que considera a durabilidade das estruturas de concreto como um dos critérios de desempenho das construções civis.

Para Clímaco (2016, p.52), merece destaque a inclusão de concretos com resistências características entre 55 e 90 MPa, ou classes C55 a C90 do grupo II da NBR 8953. Esse fato tem implicações relevantes em alguns processos de cálculo, em especial nos modelos que levam

em conta o módulo de elasticidade à compressão e a resistência à tração do concreto, além de poder representar economia substancial nas estruturas.

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2014), mais uma vez o Brasil se destaca na área da normalização técnica em concreto, por ter um acervo normativo próprio, que traduz as exigências do País e atende aos padrões internacionais. Nesse sentido, para chegar à publicação da ABNT NBR 6118:2014 foram necessários quatro anos de intenso trabalho, que reuniu entidades e especialistas das mais diversas áreas ligadas ao concreto estrutural.

Para identificar algumas diferenças entre a NB-1/1978, ABNT NBR 6118:2003 e a ABNT NBR 6118:2014, foi elaborado um quadro com especificações referentes a cada norma regulamentadora, apresentado no Anexo A.

## 2.2 PRINCÍPIOS DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 2.2.1 Requisitos de Qualidade da Estrutura

Nas primeiras publicações da NB-1, grande parte do conteúdo se refere, exclusivamente, ao dimensionamento de elementos isolados. Nas suas duas últimas versões, dedicou-se maior atenção na especificação de exigências relacionadas à qualidade, durabilidade e desempenho das estruturas. Com o objetivo de garantir a vida útil das edificações, a norma em vigor determina um controle de qualidade do concreto mais rigoroso, além de valores maiores para o cobrimento mínimo das armaduras.

Desse modo, a ABNT NBR 6118:2014 (item 5.1.2.1) define que as estruturas de concreto devem atender três requisitos mínimos de qualidade durante a construção e serviço, além dos requisitos adicionais estabelecidos em conjunto entre o autor do projeto estrutural e o contratante. Tais condições são:

- 1- Capacidade resistente: consiste basicamente na segurança à ruptura;
- 2- Desempenho em serviço: consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;

- 3- Durabilidade: consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

A revisão mais recente da norma específica, também, que a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Para isso, define que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, sem considerar ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, retrações hidráulicas e outras condições previstas no dimensionamento. O Quadro 1 apresenta, simplificada, a classificação da agressividade ambiental, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

**Quadro 1: Classes de agressividade ambiental (CAA)**

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

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

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A partir da classificação indicada, a norma também estabelece a cobertura mínima de concreto necessária para proteger a armadura dos agentes externos, mostrada no Quadro 2. Vale ressaltar que os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo.

**Quadro 2: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, considerando uma tolerância de execução para o cobrimento ( $\Delta c$ ) de 10 mm.**

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

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

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

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

### 2.2.1 Concepção Estrutural

Conforme Rebello (2000, p. 26), a concepção estrutural é anterior ao dimensionamento, ou seja, à sua quantificação. Conceber é ter consciência da possibilidade de existência; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, de forma mais natural; é identificar materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas. Nesse sentido, compreender o significado, a função e a composição de uma estrutura deve ser o ponto de partida.

Como citado anteriormente, estrutura pode ser definida como um conjunto de partes consideradas resistentes de uma edificação. Em outras palavras, é o agrupamento de partes que confere sustentação ao todo. Esta possui funções como: vencer um vão, no caso das pontes; definir um espaço, como nos diversos tipos de edificações; ou conter um empuxo, como nos tanques, silos e paredes de contenção.



Sobre a composição, Süsskind (1981, p. 1) escreveu que as estruturas são constituídas de uma ou mais peças, ligadas entre si e ao meio exterior de modo a formar um conjunto estável, isto é, um conjunto capaz de receber solicitações externas, absorvê-las internamente e transmiti-las até seus apoios, onde estas solicitações externas encontrarão seu sistema estático equilibrante.

Desse modo, a ABNT NBR 6118:2014 (item 14.4) indica que os elementos estruturais básicos são classificados e definidos de acordo com a sua forma geométrica e a sua função estrutural. Assim, tem-se:

- a) Elementos lineares: são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras. Dentre eles, estão as vigas, pilares, tirantes e arcos.
- b) Elementos de superfície: elementos em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais. Estes podendo receber as designações como placas, chapas e cascas.

Segundo Clímaco (2016, p. 64), projetar a estrutura de uma edificação consiste em conceber um sistema cujos elementos com finalidade resistente combinam-se, de forma ordenada, para cumprir determinada função, que deve ser garantida durante sua vida útil prevista. A esse respeito, Brandão e Pinheiro (1999, p. 1) afirmaram:

Segundo algumas estatísticas publicadas, grande parte dos defeitos verificados nas construções decorrem de erros de projeto. É essencial, portanto, que sejam direcionados maiores esforços no sentido de melhorar a qualidade dos projetos, em especial, o projeto estrutural, dada a sua significativa importância.

Para Souza e Ripper (1998, p. 24), várias são as falhas possíveis de ocorrer durante a etapa de concepção da estrutura. Elas podem se originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução, também chamado de projeto final de engenharia.

À vista disso, para evitar dificuldades técnicas e custos relacionados à correção de problemas patológicos originados de falhas na etapa de concepção, um projeto bem elaborado deve conferir segurança às estruturas e garantir-lhes desempenho satisfatório em serviço, além de aparência aceitável, conforme Brandão e Pinheiro (1999, p. 1). Assim, devem ser observadas

as exigências com relação à capacidade resistente, bem como às condições em uso normal e, principalmente, às especificações referentes à durabilidade.

## 2.3 CONSIDERAÇÕES PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 2.3.1 Princípios para o Cálculo

A literatura referente à Engenharia Estrutural, indica que uma edificação pode ser considerada segura quando: mantém, durante sua vida útil, as características originais de projeto; não apresenta aparência que cause inquietação aos usuários, nem falsos sinais que lancem suspeitas sobre sua segurança; manifesta sinais visíveis de aviso de eventuais estados de perigo, em caso de utilização indevida.

Para isso, conforme a ABNT NBR 6118:2014, devem ser observados os estados-limites de desempenho que, segundo Clímaco (2016, p. 78), são estados que definem a impropriedade do uso da estrutura, por razões de segurança, funcionalidade ou estética. Além disso, indicam desempenho fora dos padrões especificados para sua utilização normal ou interrupção de funcionamento, por ruína de um ou mais de seus componentes.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a segurança de estruturas de concreto deve ser verificada aos estados-limites últimos e de serviço. Esta norma apresenta as seguintes definições:

- Estado-Limite Último (ELU): relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.
- Estados-Limites de Serviço (ELS): relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Conseqüentemente, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço, conforme a ABNT NBR 6118:2014. Desse modo, para fins de cálculo, as ações são as causas, ou seja, qualquer

influência capaz de produzir estados de tensão na estrutura. Por outro lado, as solicitações são os efeitos, isto é, qualquer esforço ou conjunto de esforços decorrentes das ações nas estruturas.

Partindo desse princípio, para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis. Podem ser classificadas, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003, em permanentes, variáveis e excepcionais.

Tais normas ainda especificam que um tipo de carregamento é representado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem, simultaneamente, sobre uma estrutura, durante um período de tempo preestabelecido. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Sendo assim, a verificação da segurança em relação ao ELU é feita em função das combinações últimas de ações e a verificação da segurança em relação ao ELS é feita em função das combinações de serviço.

### 2.3.2 Método de Cálculo

O método de cálculo adotado pela ABNT desde a versão de 1978 da NBR 6118 é uma combinação do *Método dos Estados-Limites* e do *Método Probabilístico*. Esta junção deu origem ao *Método Semiprobabilístico de Estados-Limites*, justificada pela impossibilidade de se conseguir tratamento estatístico pleno a todas as grandezas envolvidas na segurança, em vista da complexidade do projeto estrutural.

### 2.3.3 Dimensionamento da Estrutura

O objetivo deste tópico é apresentar, resumidamente, definições e etapas necessárias para a compreensão do dimensionamento estrutural do edifício tomado como base para o estudo comparativo em questão. Diante disso, a abordagem será limitada aos conceitos fundamentais relacionados ao cálculo de sapatas, pilares, vigas e lajes.

Além disso, sabendo que o edifício foi dimensionado a partir da NB-1/1978, destinou-se maior atenção às especificações consideradas e às diferenças em relação à ABNT NBR

6118:2014, em detrimento da exposição detalhada do processo simplificado de cálculo. Caso necessário, sugere-se ao leitor buscar informações complementares.

#### 2.3.3.1 Cálculo de Fundações Pouco Profundas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, sapatas são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno cargas de fundação, no caso de fundação direta. Para o cálculo e dimensionamento das sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, serem utilizados modelos de flexão.

Para Rocha (1987, p. 222), o peso da sapata, para efeito de verificação da pressão admissível, pode ser feito tomando uma altura média aproximada. Além da verificação das sapatas quanto ao momento fletor, é preciso considerar a influência da tensão de corte devida ao efeito de punção.

#### 2.3.3.2 Cálculo de Pilares

Pilares são barras normalmente verticais em uma estrutura de edifícios, submetidos, predominantemente, à esforços de compressão. Estes elementos, juntamente com as vigas, compõem os pórticos planos ou espaciais os quais são responsáveis por absorver as ações verticais e horizontais, conforme Fiorin (1998, p. 100).

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977, p. 75), pilares carregados axialmente com pouca excentricidade poderiam ser executados sem armadura, já que não surgem tensões de tração. Porém, na maioria das vezes, as lajes ou vigas de piso estão ligadas rigidamente aos pilares, de forma que estes, devido ao efeito do pórtico, recebem também momentos fletores. Por isso, a ABNT NBR 6118:2014 tornou obrigatório o cálculo de pilares sob atuação de momentos fletores, ou seja, não são mais aceitos os processos aproximados à compressão centrada das versões normativas de 1978 e 2003. Desse modo, pode-se definir que a atuação conjunta da força normal e do momento fletor na seção é chamada de flexão composta. A esse respeito, Clímaco (2016, p. 197) escreveu:

A flexão composta sempre predomina nos pilares de edificações usuais, pois as forças de compressão estão sujeitas a excentricidades de diversas naturezas: de imprecisões geométricas inevitáveis da execução com relação à posição prevista no projeto; oriundas dos momentos induzidos pelas vigas e lajes vinculadas aos pilares; efeitos de 2ª ordem, que em elementos esbeltos somam-se aos demais, incrementando a flexão; e inerentes à própria constituição do concreto, como o efeito da deformação de fluência.

Como foi citado anteriormente, desde a edição de 2003, o texto normativo direcionou considerável atenção às especificações referentes à durabilidade e à qualidade das estruturas de concreto. Tal mudança pode ser percebida na introdução das classes de agressividade do ambiente, uma das principais inovações das duas últimas versões da NBR 6118.

Desse modo, sabendo que uma importante medida ligada à durabilidade diz respeito ao cobrimento das armaduras, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda uma proteção complementar das armaduras, instruindo, também, sobre a distribuição equilibrada do aço na estrutura. Sobre as orientações da NB-1/1978 quanto ao cobrimento das armaduras, Coelho e Banki (2010) publicaram:

A definição do cobrimento mínimo das peças na NB-1/78 era feita de forma mais simplista, em seu item 6.3.3.1, e levava a valores menores que os praticados atualmente. Para qualquer barra da armadura, esse valor, dependendo do caso, era de 1,5 cm (concreto revestido no interior do edifício), 2,0 cm (concreto revestido ao ar livre ou concreto aparente no interior do edifício) ou 2,5 cm (concreto aparente ao ar livre).

Outra consideração relevante diz respeito à excentricidade referente ao eixo médio dos pilares. A ABNT NBR 6118:2014 delimita que, na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Segundo Coelho e Banki (2010), esse efeito já era mencionado pela antiga NB-1/78, em seu item 4.1.1.3, através de uma excentricidade acidental ( $e_a$ ) igual a  $h/30$  e não menor que 2 centímetros, onde  $h$  é a menor dimensão da seção na direção em que se considera a excentricidade. Tal argumento objetiva considerar a incerteza da localização da força normal e o possível desvio do eixo da peça durante a construção, em relação à posição prevista no projeto.

### 2.3.3.3 Cálculo de Elementos Lineares à Solicitação Normal

Conforme Fusco (1981, p. 2), designam-se por solicitações normais os esforços solicitantes que produzem tensões normais nas seções transversais das peças estruturais. As solicitações normais englobam o momento fletor e força normal.

A análise do Estado Limite Último por solicitações normais tem como base o ensaio à flexão com cargas aplicadas em estágios de valores crescentes até a ruptura e desprezando o peso próprio da peça. Com isso, a literatura descreve três fases de comportamento do trecho sob flexão pura, denominados *estádios*, sendo:

- Estádio I: peça não fissurada;
- Estádio II: peça fissurada;
- Estádio III: peça na iminência de ruptura por flexão.

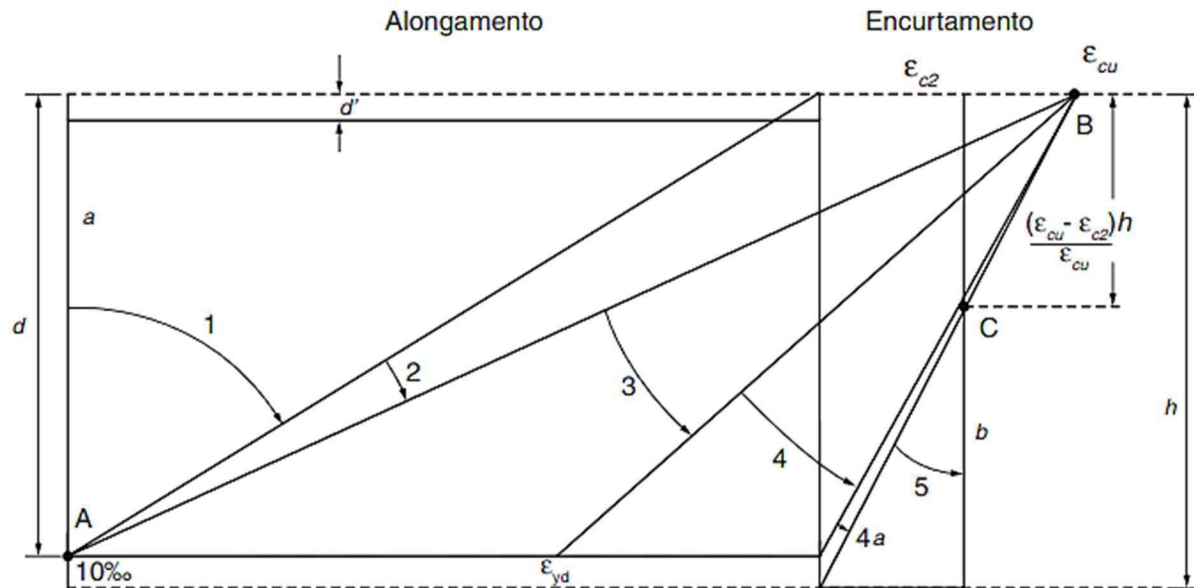
A ruptura de peças de concreto estrutural pode ser caracterizada pela ruptura do concreto, instante em que se atinge o *estado limite de ruptura*. A partir disso, a verificação da segurança é feita admitindo-se que o esgotamento da capacidade resistente tanto possa ocorrer pela ruptura do concreto comprimido, quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada, conforme Fusco (1981, p. 2).

Nesse sentido, o intervalo que representa graficamente todas as possíveis situações convencionais em projeto para a ruptura por solicitação normal é composto de domínios de deformações da seção transversal de um elemento linear de concreto armado no ELU. São eles:

- Domínio 1: ELU de tração não uniforme sem compressão;
- Domínio 2: ELU de flexão sem ruptura do concreto;
- Domínio 3: ELU de flexão com ruptura do concreto e escoamento do aço;
- Domínio 4: ELU de flexão com ruptura do concreto, sem escoamento do aço;
- Domínio 5: ELU por compressão excêntrica, sem tração.

Conforme Clímaco (2016, p. 150), cada um dos cinco domínios de deformação identifica um modo próprio de ruptura ou ELU, associado ao tipo de solicitação normal, dimensões da peça, taxas e disposições das armaduras. A esse respeito, a ABNT NBR 6118:2014 especifica que o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 1.

Figura 1: Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

#### 2.3.3.4 Cálculo de Elementos Lineares à Flexão Pura

Segundo Clímaco (2016, p. 137), a flexão de um elemento linear caracteriza-se pela atuação de momentos fletores, que produzem tensões normais à seção transversal do elemento e sua rotação em relação a eixos contidos na própria seção. Além disso, para aproveitamento integral da capacidade resistente dos materiais, ao atingir o estado-limite último, a ruptura da viga deve ocorrer com o esmagamento do concreto à compressão e escoamento do aço à tração. Assim, dimensionar uma peça à flexão no ELU significa estabelecer uma margem adequada de segurança no projeto, majorando o momento característico por um coeficiente prestabelecido. Sobre isso, a ABNT NBR 6118:2014 especifica que:

Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado-limite último, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma utilidade mínima às peças.

Rocha (1986, p. 142) escreveu que se deve adotar as tensões de ruptura no estado-limite último, chamadas tensões características, divididas por coeficientes de minoração. O coeficiente para o concreto tem por objetivo corrigir o fato de que sua tensão de ruptura nas construções pode ter valor inferior ao que é obtido nos corpos de prova ensaiados no laboratório em cujos resultados se baseia a dosagem do concreto. Já para o aço, o coeficiente é usado para

prever possível deterioração de suas propriedades com o tempo e pequenos erros de posição das armaduras na obra.

O conteúdo da NB-1/1978 e da ABNT NBR 6118:2014 referente ao cálculo da flexão em vigas é, praticamente, o mesmo. Este descreve que, após a definição do momento fletor e tensões de cálculo, deve-se estabelecer as dimensões da seção transversal e a área de armadura presente no elemento estrutural, de modo a garantir uma margem de segurança ao ELU. Em seguida, é necessário verificar o comportamento da peça aos estados-limites de serviço, em geral, flechas e fissuração. A esse respeito, Santos (1983, p. 202) escreveu:

No dimensionamento, como o nome sugere, dados os esforços solicitantes, procuram-se as dimensões da seção e a armadura necessária. Na verificação de estabilidade, pelo contrário, tanto a armadura como as dimensões da seção são conhecidas, procurando-se os esforços solicitantes últimos ou admissíveis.

#### 2.3.3.5 Cálculo de Elementos Lineares à Força Cortante

Conforme Rocha (1986, p.319), além do momento fletor, atua também, no elemento estrutural, a força cortante cujo efeito é produzir uma tensão situada no próprio plano da seção, chamada tensão de cisalhamento. Este esforço deve ser resistido por armadura transversal ao seu eixo, dimensionada em compatibilidade com a armadura longitudinal de flexão.

Assim como na ABNT NBR 6118:2014, a NB-1/1978 mencionava que o estudo do cisalhamento para o concreto armado é feito na ruptura e pode ser apresentado a partir da teoria clássica em analogia com a treliça, também chamada Teoria da Treliça de Mörch. Além disso, as duas normas mencionadas mostram o modelo de cálculo no qual a inclinação das bielas comprimidas é de 45°. Porém, conforme Silva (2008, p. 26), houve mudanças significativas no texto normativo da NB-1/1978, a respeito da inclusão do Modelo II desde a ABNT NBR 6118:2003, cujo ângulo varia entre 30° e 45°.

Sobre o cálculo da armadura transversal, para os casos em que se usavam estribos normais e ferros dobrados a 45°, a NB-1/1978 orientava adotar o valor total da tensão de cisalhamento no cálculo dos estribos e 0,7 desta tensão no cálculo dos ferros dobrados. A esse respeito, a ABNT NBR 6118:2014, comenta no item 17.4.1.1.3:

A armadura transversal ( $A_{sw}$ ) pode ser constituída por estribos (fechados na região de apoio das diagonais, envolvendo a armadura longitudinal) ou pela composição de estribos e barras



dobradas; entretanto, quando forem utilizadas barras dobradas, estas não podem suportar mais do que 60 % do esforço total resistido pela armadura.

Porém, a armadura de cisalhamento constituída por estribos associados a barras longitudinais curvadas (barras dobradas), também conhecidas como cavaletes nas regiões de momentos negativos e bacias nas regiões de momentos positivos, eram comuns até os anos 90 e não são mais usadas atualmente.

### 2.3.3.6 Cálculo de Lajes Maciças Retangulares

As placas são elementos estruturais bidimensionais, pois duas das dimensões são bem maiores que a terceira (espessura) e as ações agem perpendicularmente ao plano médio. Quando as placas forem moldadas em concreto armado elas são chamadas de lajes (GIONGO, 2007, p. 93).

As lajes têm a função de resistir ao carregamento de utilização atuantes na estrutura, suportando a aplicação direta das cargas distribuídas em superfície. Segundo Rocha (1986, p. 29), as lajes se classificam em dois grupos, que são:

- a) Lajes armada em uma única direção: quando a relação entre o maior e o menor vão é maior que 2. Calculam-se como apoiadas em uma só direção (vão menor).
- b) Lajes armadas em cruz: quando a relação entre o maior e o menor vão é menor ou igual a 2. Calculam-se como apoiadas nas duas direções.

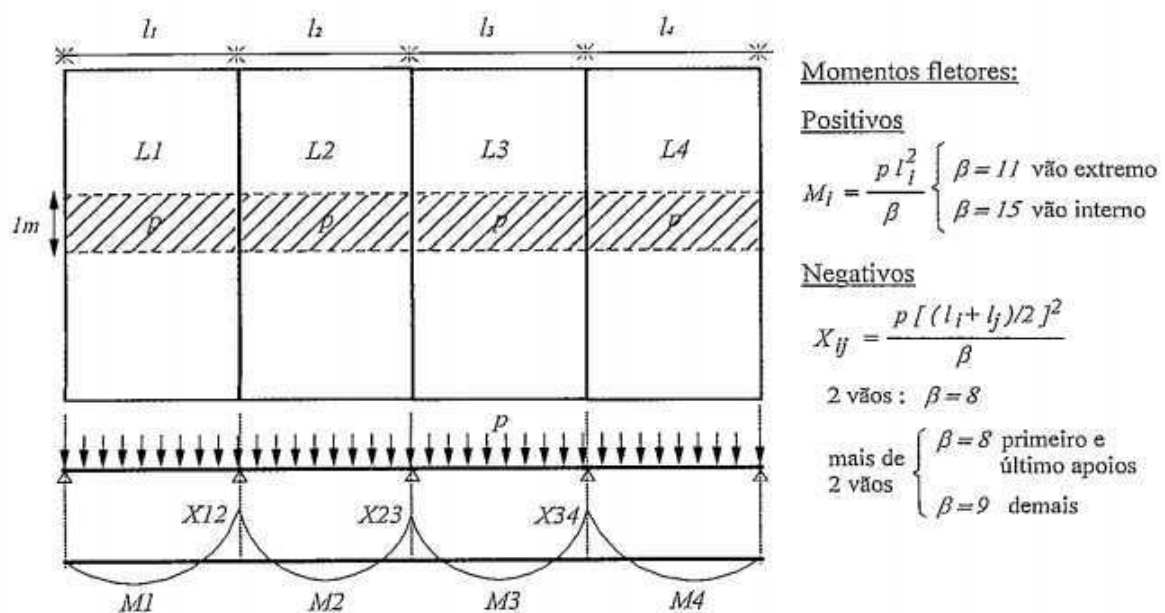
Para iniciar a análise das ações, é necessário definir a espessura da laje para o cálculo do peso próprio, a partir da multiplicação desta altura pelo peso específico do concreto armado. Segundo Rocha (1986, p. 30), para o caso de edificios comuns, a altura estimada para a laje variava entre 5 e 12 centímetro, de acordo com a NB-1/1978. Tais valores foram alterados na versão atual da norma e passaram a variar entre 7 e 16 centímetros. Em seguida, havendo paredes assentadas diretamente sobre a laje, deve-se calcular o peso dessas multiplicando-se o pé direito pelo peso específico dos materiais.

Com isso, deve-se analisar a classificação da laje e definir a influência da parede em relação ao carregamento, além de acrescentar o peso do revestimento, sobrecargas e cargas acidentais para compor o carregamento total na laje.

A partir dos esforços, segue-se para o cálculo das solicitações. Considerando o caso de um painel de lajes contínuas armadas em uma direção, em cada faixa unitária os momentos

fletores máximos positivos e negativos são dados conforme as expressões na Figura 2. Para o caso de lajes contínuas armadas em cruz, o Método de Marcus é o mais utilizado, fornecendo valores satisfatórios para os momentos característicos da laje nos estados-limites de serviço. Tal método tem coeficientes tabelados e prevê seis casos para lajes retangulares apoiadas em todo o contorno, em função da natureza do vínculo em cada bordo, seja apoio simples ou engastado.

Figura 2: Momentos fletores em lajes contínuas armadas em uma direção.



Fonte: Clímaco (2016, p. 338)

As armaduras de uma laje são calculadas, em cada direção, como uma viga de largura  $b_w = 1$  m. Conhecidos os valores da espessura da laje e o momento fletor de cálculo, procede-se como no cálculo de armadura de vigas. A partir dos coeficientes  $k_{md}$  e  $k_z$ , determina-se, em cada direção, a área de aço por metro de laje.

## 2.4 SISTEMAS COMPUTACIONAIS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Há poucas décadas, a Engenharia Estrutural era limitada aos exaustivos cálculos manuais, cuja execução era inviável sem a imposição de inúmeras simplificações, fato que dificultava a obtenção de resultados precisos e próximos da realidade. Dessa forma, é incontestável que o presente e o futuro do conhecimento estão intimamente relacionados ao

avanço da Tecnologia, a qual inclui o desenvolvimento de *softwares* capazes de correlacionar diversas variáveis e apresentar resultados, potencialmente, adequados.

Segundo Kimura (2007, p. 45), é possível classificar os sistemas computacionais destinados à elaboração de projetos estruturais nos seguintes tipos:

- *Software* de análise: serve para calcular os esforços e deslocamentos de uma estrutura.
- *Software* de desenho: serve para gerar desenhos geométricos, não direcionados exclusivamente para Engenharia Civil. São *softwares* do tipo CAD.
- *Software* de dimensionamento/verificação de elemento isolado: serve para dimensionar um elemento de forma isolada da estrutura.
- Sistema integrado: abrange todas as etapas do projeto. Calcula a estrutura, dimensiona e detalha as armaduras, gera e imprime os desenhos finais.

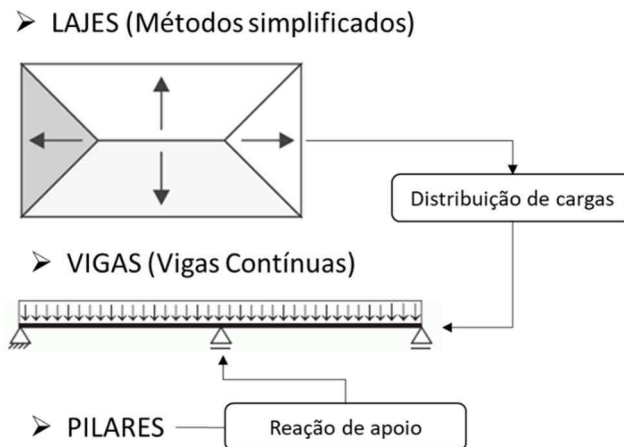
#### 2.4.1 Modelo Estrutural

Conforme Kimura (2007, p. 114), a análise estrutural de um edifício realizada pelo computador é baseada na adoção de um modelo numérico. Trata-se de um protótipo que procura simular um edifício real. Entre os inúmeros modelos estruturais existente, estão:

- Métodos aproximados + Vigas contínuas

É um modelo extremamente simples, de fácil compreensão e que permite uma visualização muito clara do percurso das cargas verticais aplicadas ao edifício até as fundações. Os esforços nas vigas são calculados pelo modelo clássico de vigas contínuas e nas lajes por métodos aproximados (Marcus ou Czerny). A Figura 3 ilustra a sequência de análises desde modelo.

**Figura 3: Etapas do processo simplificado de cálculo**



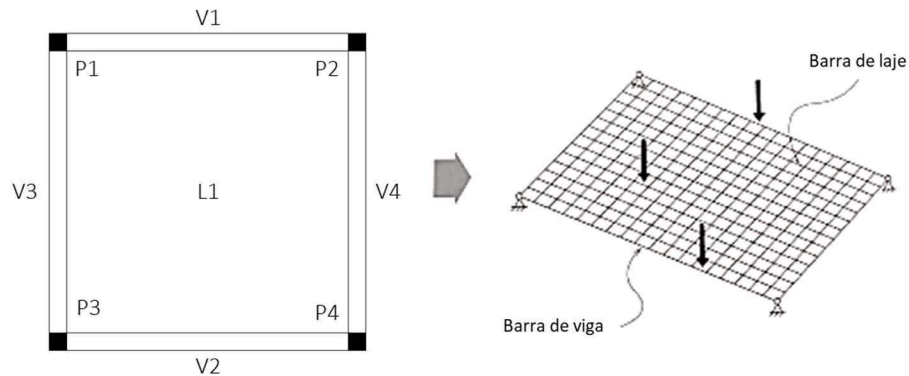
Fonte: Kimura (2007, p. 115)

Nesse sentido, possui aproximações que limitam o seu uso para o cálculo de estruturas mais complexas. São elas:

- Lajes, vigas e pilares são calculados de forma totalmente independente. Não é considerada a interação entre esses elementos;
  - As ligações entre vigas e pilares são articuladas e, com isso, não há transferência de momentos fletores entre eles;
  - Somente lajes simples com geometria regular e condições de apoio muito bem definidas podem ser calculadas;
  - Os efeitos provocados pelas ações horizontais no edifício não são considerados no cálculo.
- Grelhas de vigas e lajes

Trata-se de um modelo direcionado para análise estrutural de um pavimento. É composto por elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso que simulam as vigas e as lajes, formando uma malha de barras submetidas a cargas verticais. Os pilares são representados por apoios simples. A Figura 4 representa o formato da grelha.

**Figura 4: Representação da grelha de vigas e lajes.**



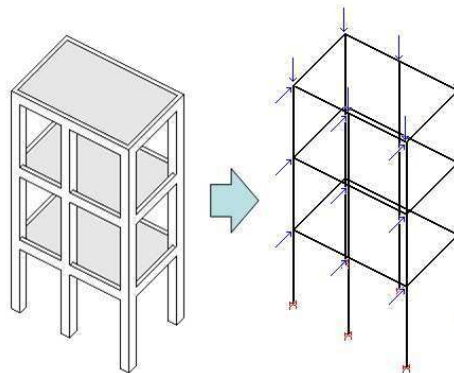
Fonte: Kimura (2007, p.117)

Nesse modelo, cada painel é subdividido em diversos alinhamentos de barras, fazendo com que cada barra represente um trecho do pavimento. A interação entre todas as lajes e vigas é considerada bastante precisa e define um nó com três graus de liberdade, tornando possível obter os deslocamentos e os esforços oriundos da aplicação de ações verticais. Com isso, a distribuição dos esforços é feita de acordo com a rigidez de cada barra e não é possível analisar os efeitos das ações horizontais.

- Pórtico espacial

É um modelo tridimensional direcionado para o cálculo dos esforços para o dimensionamento de vigas, pilares e elementos de fundação. As lajes são consideradas como diafragmas rígidos. Possibilita uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura. A Figura 5 ilustra a analogia.

**Figura 5: Analogia entre elementos estruturais e pórtico**



Fonte: Kimura (2007, p. 121)

#### 2.4.2 CAD/TQS<sup>®</sup>

É um sistema computacional gráfico destinado à elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural. É desenvolvido e comercializado pela TQS Informática Ltda. Este *software* engloba desde a concepção estrutural, análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras, até a emissão das plantas finais. Para isso, é subdividido nos seguintes sistemas, conforme (TQS, 2019):

- CAD/Lajes<sup>®</sup>: utilizado no dimensionamento de qualquer tipo de laje. O cálculo de flechas e deformações é realizado para o ELU e, além dos esforços de flexão e cisalhamento, também trata lajes com esforços normais. No caso da modelagem de grelha, o dimensionamento é proveniente do processamento de análise matricial feito pelo sistema Grelha-TQS;
- CAD/Vigas<sup>®</sup>: realiza o dimensionamento, detalhamento e desenho de um conjunto de vigas do projeto no ELU. Os esforços solicitantes considerados são aqueles provenientes do cálculo por pórtico espacial;
- CAD/Pilares<sup>®</sup>: os carregamentos utilizados para o dimensionamento são aqueles definidos para o ELU. É um sistema que trata uma enorme quantidade de informações, centenas de combinações de carregamentos, centenas de pilares num mesmo projeto e dezenas de lances.
- CAD/Fundações<sup>®</sup>: permite o dimensionamento, detalhamento e desenho automático de sapatas isoladas e blocos sobre estacas. Com isso, dimensiona, adequadamente, apenas elementos um pilar retangular centrado. Utiliza duas teorias: biela-tirante ou flexão simples. Os blocos são tratados e dimensionados como blocos rígidos.

## CAPÍTULO 3

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir, serão descritos os materiais e métodos utilizados neste estudo.

#### 3.1 MATERIAIS

##### 3.1.1 Objeto de Estudo

A base de dados para este estudo comparativo é o projeto estrutural de um edifício com térreo, pavimento de serviços e doze pavimentos tipo. Foi projetado, dimensionado e construído no início da década de 90, segundo os procedimentos e recomendações da Norma Brasileira NB-1/1978, vigente à época.

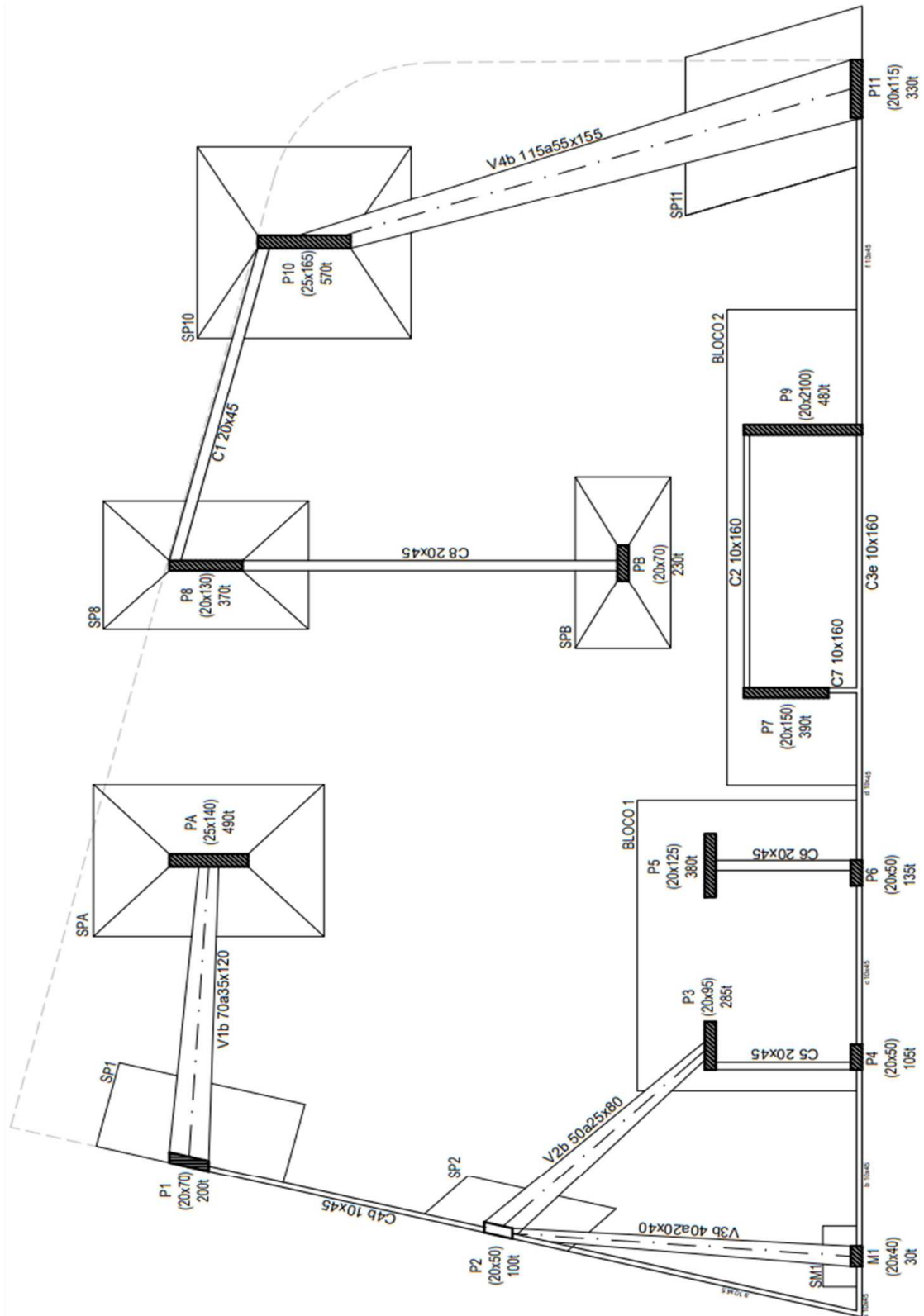
O sistema construtivo utilizado para a edificação foi lajes maciças, vigas, pilares e fundações em concreto armado, com resistência característica de 15 MPa e aço CA50. Vale ressaltar que o projeto analisado neste trabalho é a primeira versão desenvolvida, a qual foi alterada antes da execução para otimizar a distribuição de cargas entre os pilares do edifício.

Sabe-se que a edificação está localizada no bairro de Copacabana – Rio de Janeiro, em proximidades de região litorânea com significativa umidade relativa do ar. Além disso, os relatórios de sondagens geotécnicas realizados antes da execução, indicaram solo predominante arenoso. A Figura 6 mostra a planta de locação das sapatas, incluindo o carregamento de cada elemento e os pontos escolhidos para realização dos ensaios de sondagem.

O térreo do edifício possui uma área de 292 m<sup>2</sup> e inclui o estacionamento, depósitos, almoxarifado e banheiros. A Figura 7 representa um desenho do projeto original da planta de forma, com as devidas dimensões dos elementos estruturais. O pavimento de serviços foi projetado para conter cozinha, refeitório, bar e escritório de administração do edifício. A Figuras 8 mostra um desenho do projeto original da planta de forma, com a identificação dos elementos estruturais. O pavimento tipo possui uma de área 250 m<sup>2</sup> e inclui quartos e banheiros. A Figura 9 representa um desenho da planta de forma com os elementos estruturais considerados.

Outras imagens relevantes ao entendimento do estudo, incluindo o anteprojeto dos pavimentos e fotografias do projeto original, estão no Anexo B.

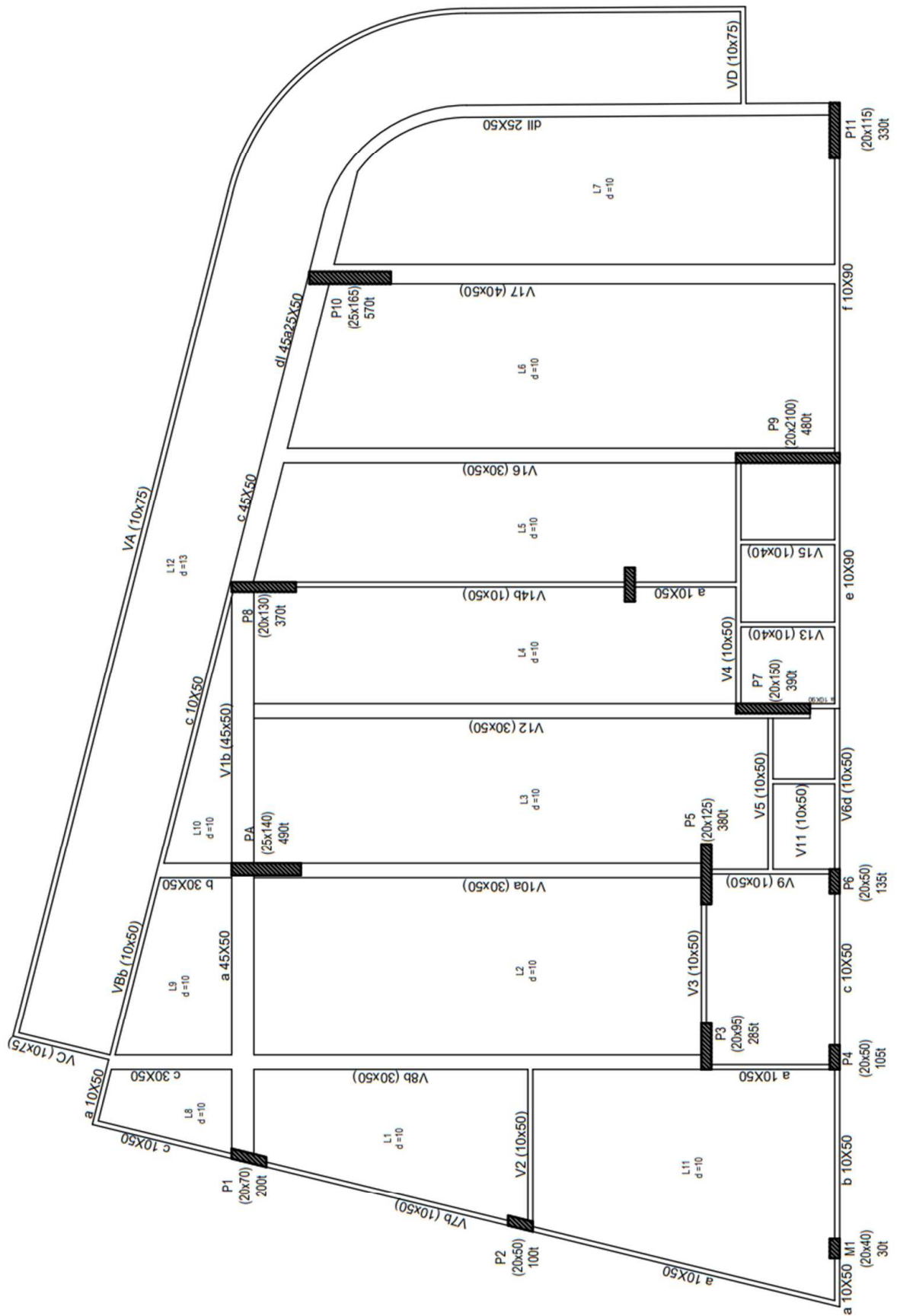
Figura 6: Desenho da planta de locação de sapatas



Fonte: Arquivos pessoais

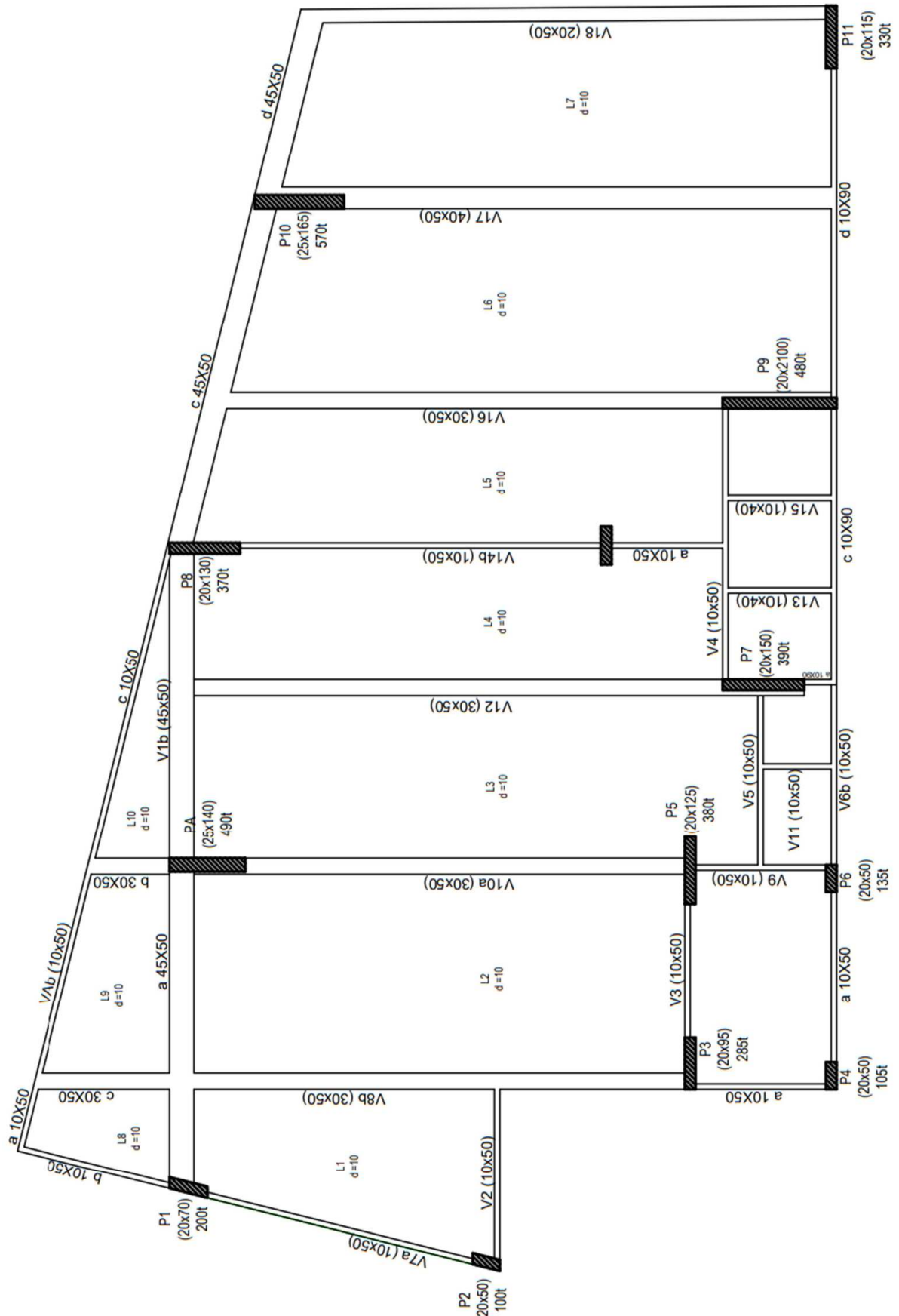


Figura 7: Elementos estruturais do pavimento térreo



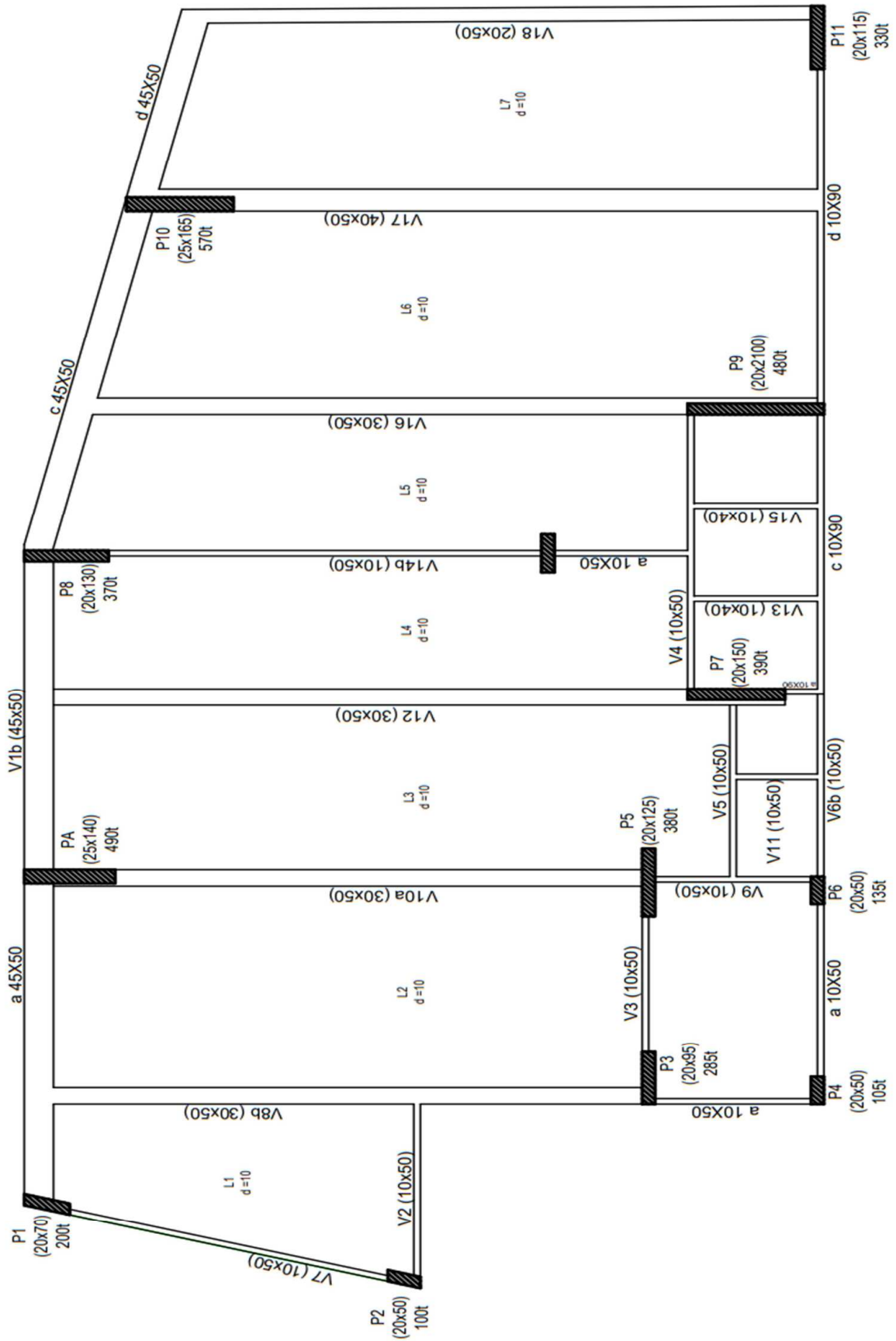
Fonte: Arquivos pessoais.

Figura 8: Elementos estruturais do pavimento de serviços



Fonte: Arquivos pessoais

Figura 9: Elementos estruturais do pavimento tipo



Fonte: Arquivos pessoais.

### 3.1.2 Software

O programa computacional utilizado para efetuar o dimensionamento estrutural do edifício analisado foi o CAD/TQS<sup>®</sup>, incluindo seus subsistemas, CAD/Fundações<sup>®</sup>, CAD/Pilares<sup>®</sup>, CAD/Vigas<sup>®</sup> e CAD/Lajes<sup>®</sup>. Este *software* permite a escolha da norma regulamentadora que se deseja utilizar como parâmetro para o processamento da estrutura. Vale ressaltar que o subsistema CAD/Fundações<sup>®</sup> é limitado ao dimensionamento de sapatas com um pilar retangular centrado.

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Estudo Comparativo 1: Projeto Original e CAD/TQS<sup>®</sup>

Com o intuito de explorar os resultados descritos no projeto original, o edifício foi reproduzido no sistema CAD/TQS<sup>®</sup>, a partir das recomendações da NB-1/1978 e mantendo todas as características conhecidas para elevar a relevância dos resultados. A Figura 10 mostra o fluxograma com a sequência de ações executadas nesta etapa.

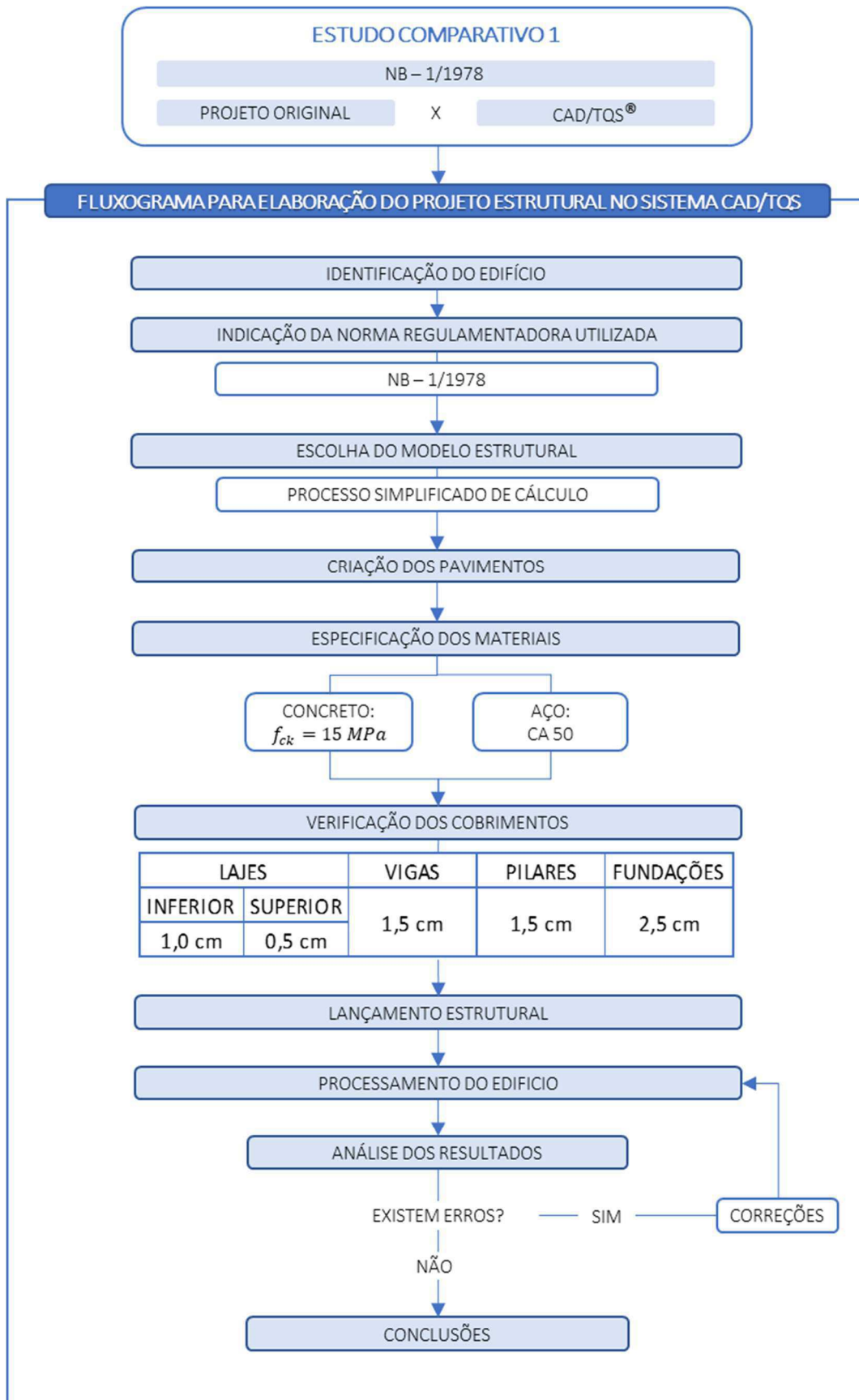
As figuras a seguir representam o resultado do lançamento estrutura dos pilares e fundações (Figura 11), vigas do térreo (Figura 12), vigas do pavimento de serviço (Figura 13), vigas do tipo (Figura 14) e, por fim, as lajes de cada pavimento e seus respectivos carregamentos, incluindo sobrecargas de utilização e cargas de alvenaria. Estas foram aplicadas de acordo com os anteprojetos disponíveis, representados nas Figuras 27, 28 e 29 no Anexo B. Por falta de informações descritivas sobre as considerações de cálculo do projeto, foram adotados valores, conforme o Quadro 3. A Figura 15 representa diferentes vistas da visualização 3D do edifício.

**Quadro 3: Considerações sobre cargas de alvenaria**

	ESPESSURA DA PAREDE ACABADA	DIMENSÃO DO TIJOLO	ESPESSURA DO COBRIMENTO	ALTURA DA PAREDE	PESO DA PAREDE
PAREDES INTERNAS	10 cm	8 cm	2 cm	3 m	$1,3 \times 0,08 \times 3 + 2,1 \times 0,04 \times 3 = 0,564 \text{ tf/m}$
PAREDES EXTERNAS	15 cm	10 cm	2,5 cm	3 m	$1,3 \times 0,10 \times 3 + 2,1 \times 0,05 \times 3 = 0,705 \text{ tf/m}$

Fonte: Autoria própria

**Figura 10: Fluxograma para elaboração do Estudo Comparativo 1**



Fonte: Autoria própria

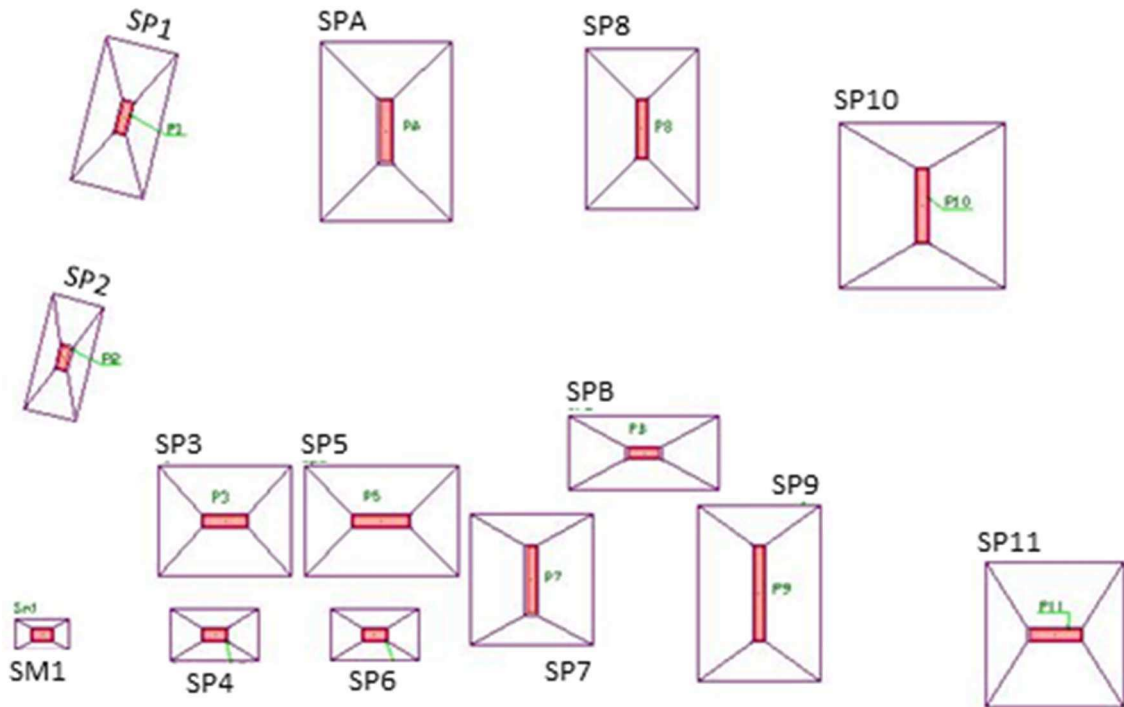
Conforme citado, o *software* possui limitações quanto ao dimensionamento de fundações, impossibilitando a avaliação de todas as sapatas, uma vez que, dos quatorze pilares, somente quatro são centrados. Dessa forma, os blocos com mais de um pilar e a sapatas excêntricas, foram alterados, conforme apresenta a Figura 13, e não serão considerados no estudo comparativo. Em consequência disso, a análise das vigas e cintas de amarração também foi inviabilizada. O Quadro 4 mostra todos os elementos estruturais e as sapatas em destaque (SPA, SPB, SP8 e SP10) puderam ser analisadas através do CAD/TQS®.

**Quadro 4: Dados sobre sapatas e pilares**

FUNDAÇÃO	PILAR		SITUAÇÃO	CARGA (t)
SP1	P1	20x70	Excêntrico	200
SP2	P2	20x50	Excêntrico	100
BLOCO 1	P3	95x20	Excêntrico	285
	P4	50x20	Excêntrico	105
	P5	125x20	Excêntrico	380
	P6	50x20	Excêntrico	135
BLOCO 2	P7	20x150	Excêntrico	390
	P9	20x210	Excêntrico	480
SP8	P8	20x130	Centrado	370
SP10	P10	25x165	Centrado	570
SP11	P11	115x20	Excêntrico	330
SPA	PA	25x140	Centrado	490
SPB	PB	70x20	Centrado	230
SM1	M1	40x20	Excêntrico	30

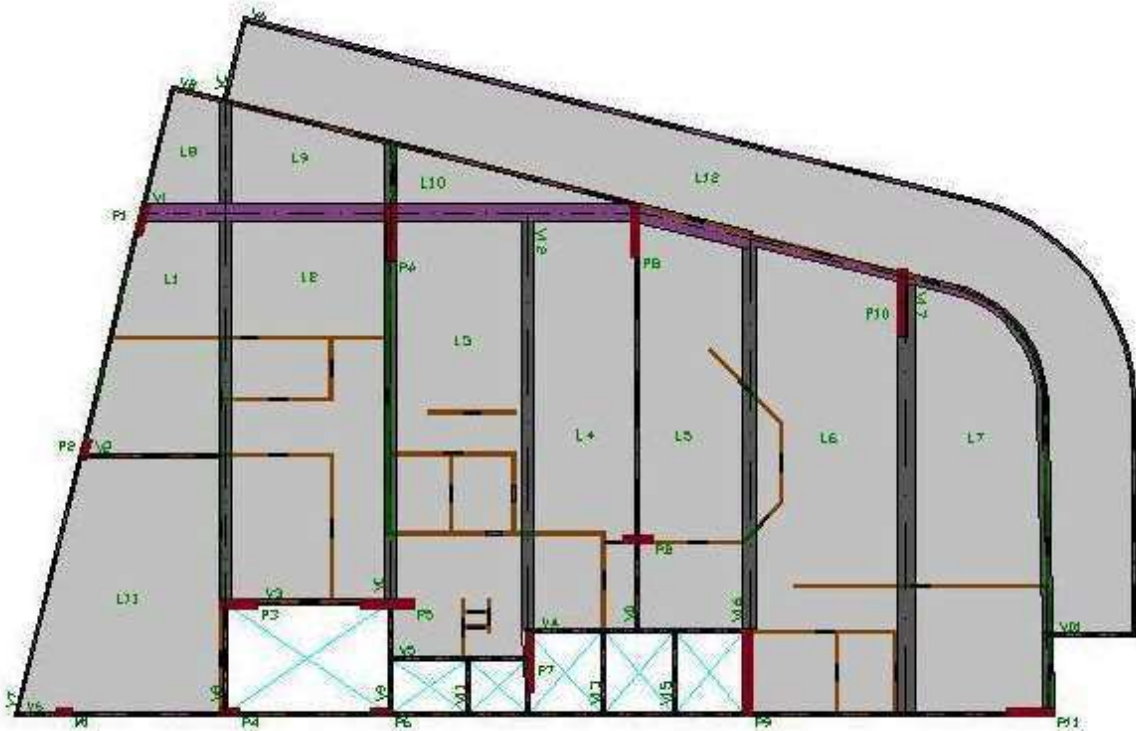
Fonte: Autoria própria

Figura 11: Lançamento estrutural das sapatas e pilares



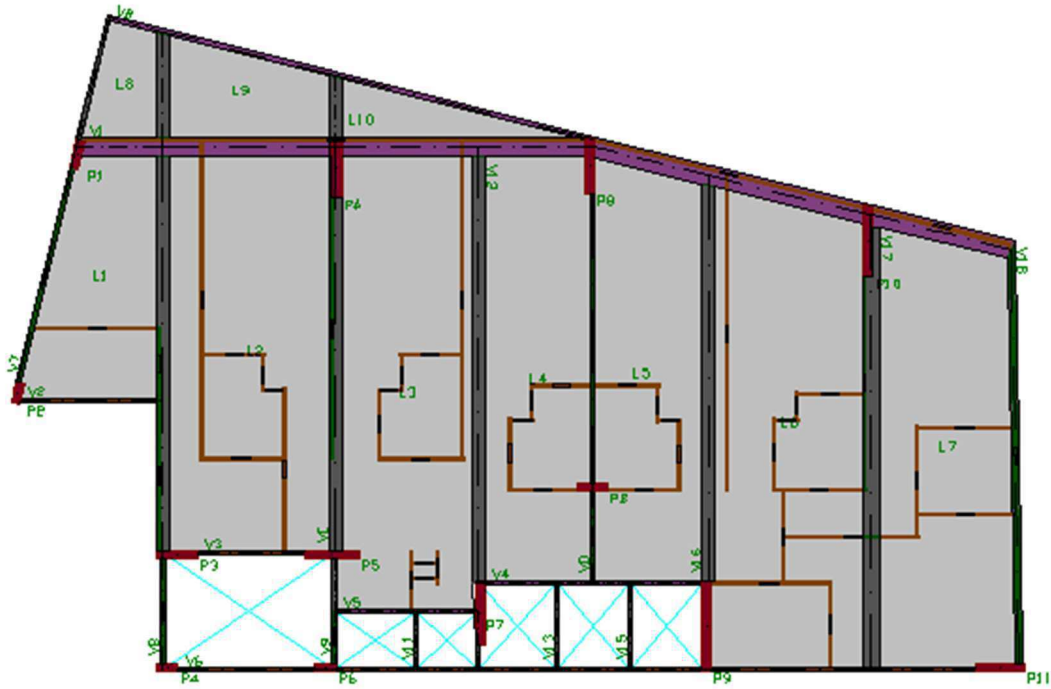
Fonte: Sistema CAD/TQS®

Figura 12: Lançamento estrutural das vigas e lajes do térreo



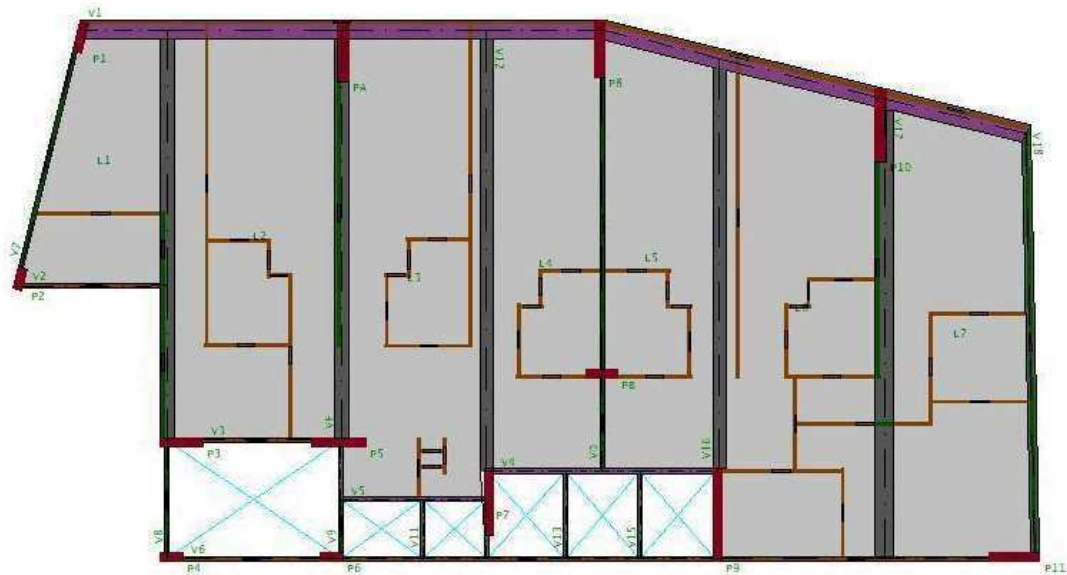
Fonte: Sistema CAD/TQS®

Figura 13: Lançamento estrutural das vigas e lajes do pavimento tipo



Fonte: Sistema CAD/TQS®

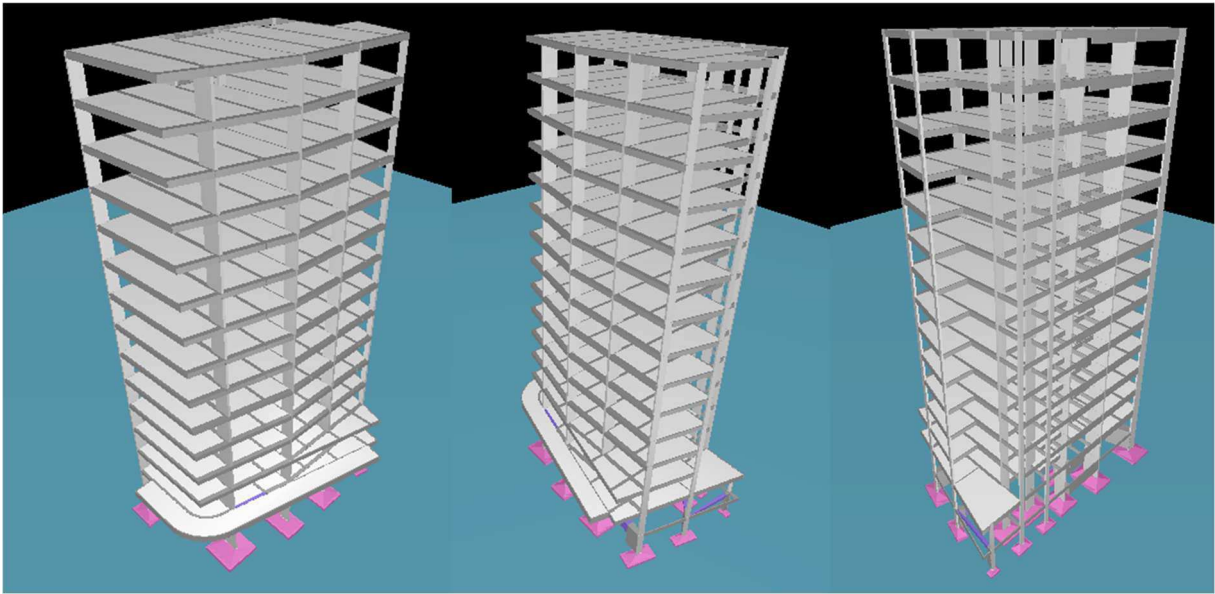
Figura 14: Lançamento estrutural das vigas e lajes do pavimento tipo



Fonte: Sistema CAD/TQS®



**Figura 15: Representação do edifício em três dimensões**



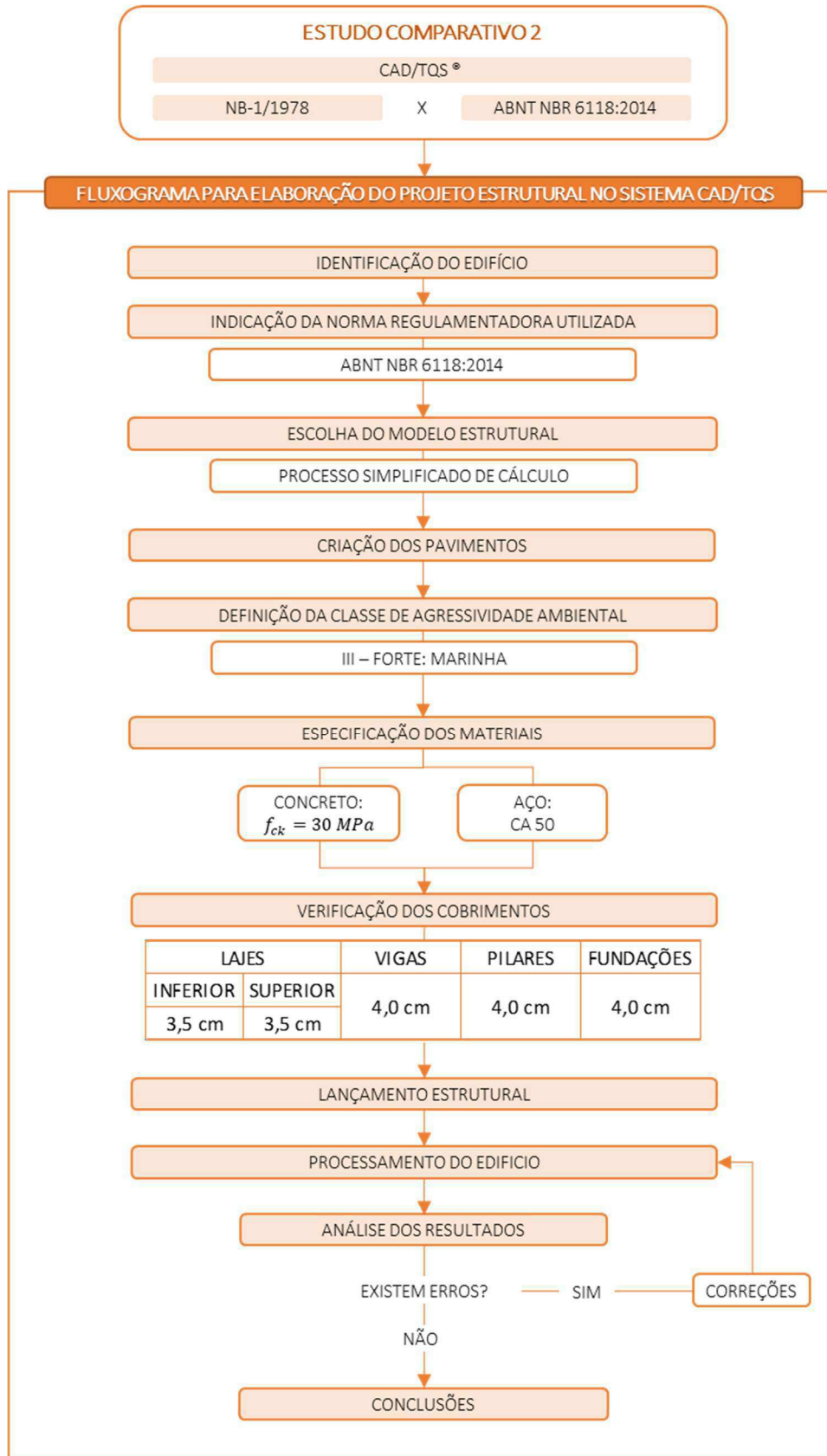
Fonte: Sistema CAD/TQS®

### 3.2.2 Estudo Comparativo 2: NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014

Nesta etapa, o objetivo foi observar a diferença dos resultados caso o mesmo edifício fosse executado a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2014, mantendo o processo de cálculo. Para isso, foi efetuado o lançamento estrutural do edifício no sistema CAD/TQS®, considerando os procedimentos abordados na norma vigente. A Figura 16 mostra o fluxograma com a sequência de ações executadas. As considerações sobre os carregamentos foram mantidas.

As principais mudanças executadas no lançamento estrutural para atender a ABNT 6118:2014, foram referentes à consideração da Classe de Agressividade Ambiental, o que determinou a utilização do  $f_{ck}$  de 30 MPa (valor mínimo para CAA atribuída) e à instabilidade global de vigas, sobre a qual a nova norma recomenda que, para garantir a segurança, a largura da zona comprimida deve ser, no mínimo, 40% da altura da viga. Com isso, foi necessário aumentar a dimensão da base de maior parte das vigas do projeto original.

**Figura 16: Fluxograma para elaboração do Estudo Comparativo 2**



Fonte: Autoria própria

## CAPÍTULO 4

### 4. RESULTADOS E ANÁLISES

A seguir, serão apresentados os resultados e análises do estudo, primeiramente do Estudo Comparativo 1 e, em seguida, do Estudo Comparativo 2.

#### 4.1 Estudo Comparativo 1: Projeto Original e CAD/TQS<sup>®</sup>

Neste tópico serão comparados o peso de aço obtido através do *software*, com as considerações da NB-1/1978, e os resumos das quantidades de aço obtidos do projeto estrutural original do edifício quando calculado em 1990, para o subsolo, térreo e pavimento de serviços. Devido a indisponibilidade de detalhamentos e quantitativos de aço, o pavimento tipo não foi analisado. Os elementos estruturais considerados foram sapatas, pilares, vigas e lajes. No Anexo B estão algumas fotografias dos quadros de resumo de aço dos projetos originais.

##### 4.1.1 Sapatas

O Quadro 5 apresenta a variação da quantidade de aço em cada sapata analisada. Percebe-se que o cálculo realizado para o projeto original resultou em maiores pesos de aço, se comparado aos resultados do sistema CAD/TQS<sup>®</sup>.

**Quadro 5: Variação do peso de aço em sapatas**

RESUMO DE AÇO						
SAPATA	PROJETO	BITOLA	PESO (kg)	VARIAÇÃO (kg)	VARIAÇÃO (%)	
SP8	ORIGINAL	12,5	258,4	56,4	21,8	↓
	CAD/TQS <sup>®</sup>	12,5	202,0			
SP10	ORIGINAL	12,5	439,6	123,6	28,1	↓
	CAD/TQS <sup>®</sup>	12,5	316,0			
SPA	ORIGINAL	12,5	330,6	56,6	17,1	↓
	CAD/TQS <sup>®</sup>	12,5	274,0			
SPB	ORIGINAL	12,5	121,0	8,0	6,6	↓
	CAD/TQS <sup>®</sup>	12,5	113,0			

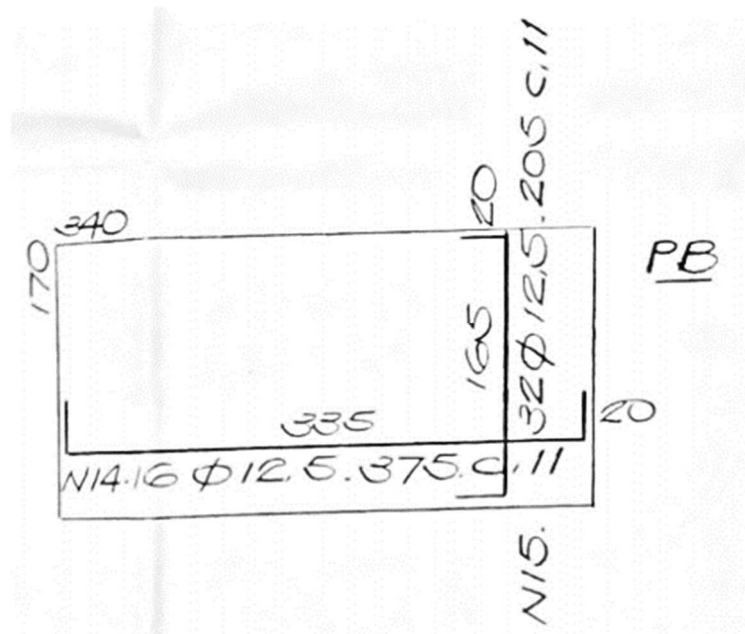
Fonte: Autoria própria.

É possível observar que a variação de 244,6 kg de ferro foi pouco significativa e, comparando o detalhamento estrutural, percebeu-se que está relacionada ao espaçamento entre as barras e aos comprimentos de ancoragem.

Considerando que a sapata do pilar PB apresentou a menor variação do peso de aço, 6,6%, é relevante comparar o detalhamento nos dois casos. A Figura 17 é uma fotografia do projeto original de armação de sapatas e a Figura 18 representa o detalhamento sugerido pelo CAD/TQS<sup>®</sup>, apresentando significativa semelhança.

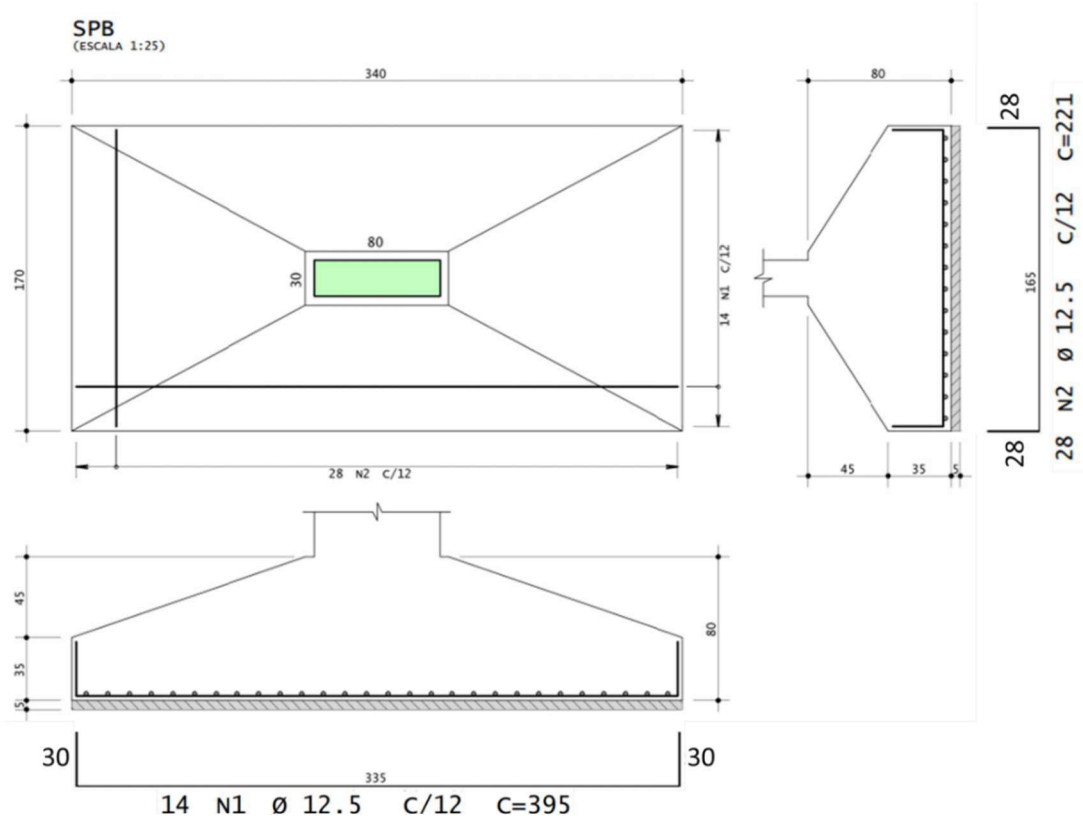
É interessante ressaltar que foi feita, também, uma análise com diferentes mudanças nas dimensões das dez sapatas desconsideradas e constatou-se que as alterações não interferiram nos resultados dos demais elementos estruturais. Tal fato confirma que o modelo estrutural utilizado pelo CAD/TQS<sup>®</sup> fornece resultados compatíveis ao processo simplificado de cálculo, cuja análise considera elementos isolados.

**Figura 17: Fotografia de parte do projeto de armação de sapatas**



Fonte: Arquivos pessoais.

Figura 18: Detalhamento para a SPB sugerido pelo CAD/TQS®



Fonte: Sistema CAD/TQS®.

#### 4.1.2 Pilares




A Figura 19 demonstra a situação do dimensionamento dos pilares através do CAD/TQS®, de acordo com o nível do edifício.

Segundo o CAD/TQS®, o principal erro no dimensionamento dos tramos indicados, diz respeito à resistência obtida ser inferior à solicitação na seção crítica do pilar, sugerindo que o  $f_{ck}$  de 15 MPa do concreto é insuficiente. Além deste, houve falhas que não comprometeram o dimensionamento, mas que devem ser consideradas, como elevada taxa de armadura em determinados trechos e índice de esbeltez acima do limite. O *software* informou, também, que o pilar P4 está submetido à força normal de tração, situação irregular que exige uma específica disposição de armaduras.

**Figura 19: Situação dos pilares segundo o CAD/TQS®**

	M1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	PA	PB
TIPO 12														
TIPO 11														
TIPO 10														
TIPO 9														
TIPO 8														
TIPO 7														
TIPO 6											X			
TIPO 5											X			X
TIPO 4		X		X							X			X
TIPO 3		X		X					X		X	X	X	X
TIPO 2		X		X					X		X	X	X	X
TIPO 1		X				X			X	X	X	X	X	X
PAV. SER.		X				X			X	X	X	X	X	
TERREO	II		X			X		X		X	X	X	II	
SUBSOLO + ARRANQUE			X		X	X		X	X	X	X	X	II	

LEGENDA

	Lance de pilar dimensionado
	Erro no dimensionamento
	Pilar tracionado
X	Elevada taxa de armadura
II	Índice de esbeltez acima do limite

A respeito dos quantitativos, o Quadro 6 apresenta o comparativo dos resultados obtidos. Dos resumos de aço descritos nos projetos originais, separados por pavimento, foi subtraído o peso de aço dos tramos de pilares sem dimensionamento para tornar a comparação representativa.

**Quadro 6: Variação do peso de aço em pilares**

RESUMO DE AÇO						
PAVIMENTO	PILARES DESCONSIDERADOS	PESO (kg)		VARIÇÃO (kg)	VARIÇÃO (%)	
		PROJETO ORIGINAL	CAD/TQS®			
PAV. SER.	P3, PB	1.835,0	3.541,3	1.706,3	93,0	↑
TERREO	P1, P3, P8, PA, PB	1.510,9	3.084,3	1.573,4	104,1	↑
SUBSOLO + ARRANQUE	P1, P3, PA, PB	1.630,4	4.266,9	2.636,5	161,7	↑

Fonte: Autoria própria.

Nota-se que o *software* calculou maiores pesos de aço para as mesmas seções transversais do projeto original, o que justifica a indicações de elevadas taxas de armadura em vários pavimentos.

A relevante variação observada, 5.916,2 kg de ferro, pode estar relacionada às considerações adotadas para o cálculo do projeto original. Como as principais falhas foram apontadas no térreo, provavelmente, houve diferenças nas considerações referentes à sobrecargas e ao peso de alvenaria na laje deste pavimento, já que o projeto original não apresenta tais erros.

#### 4.1.3 Vigas

O Quadro 7 mostra a variação do peso de aço calculado para as vigas dos pavimentos de serviço e térreo. As vigas e cintas de amarração do subsolo não foram analisadas, já que foi necessário alterar as dimensões e formatos das sapatas.

**Quadro 7: Variação do peso de aço nas vigas**

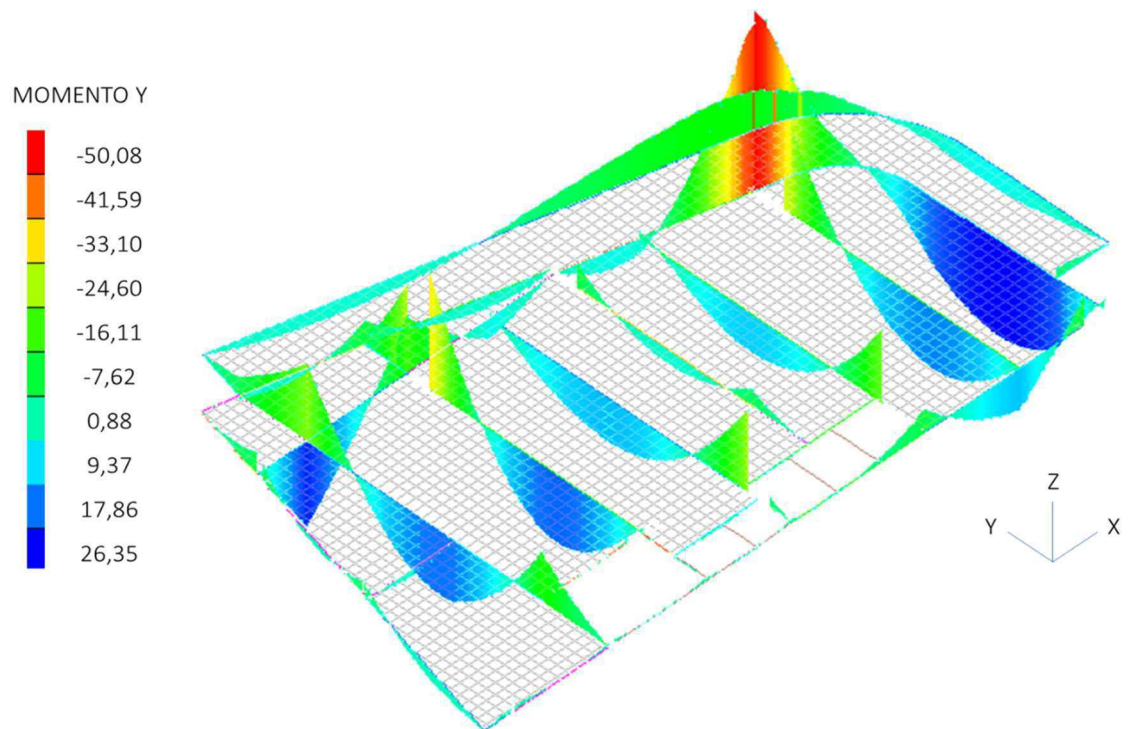
RESUMO DE AÇO					
LANÇE	PESO (kg)		VARIACÃO (kg)	VARIACÃO (%)	
	PROJETO ORIGINAL	CAD/TQS®			
PAV. SER.	2.452,0	2.394,0	58,0	2,4	↓
TERREO	2.842,0	5.241,3	2.399,3	84,4	↑

Fonte: Autoria própria.

Com isso, observa-se que a maior diferença está no quantitativo para as vigas do térreo, indicando aumento de 84,4% em relação ao resumo de aço descrito no projeto original. Por outro lado, tal variação foi de apenas 2,4% no pavimento de serviços.

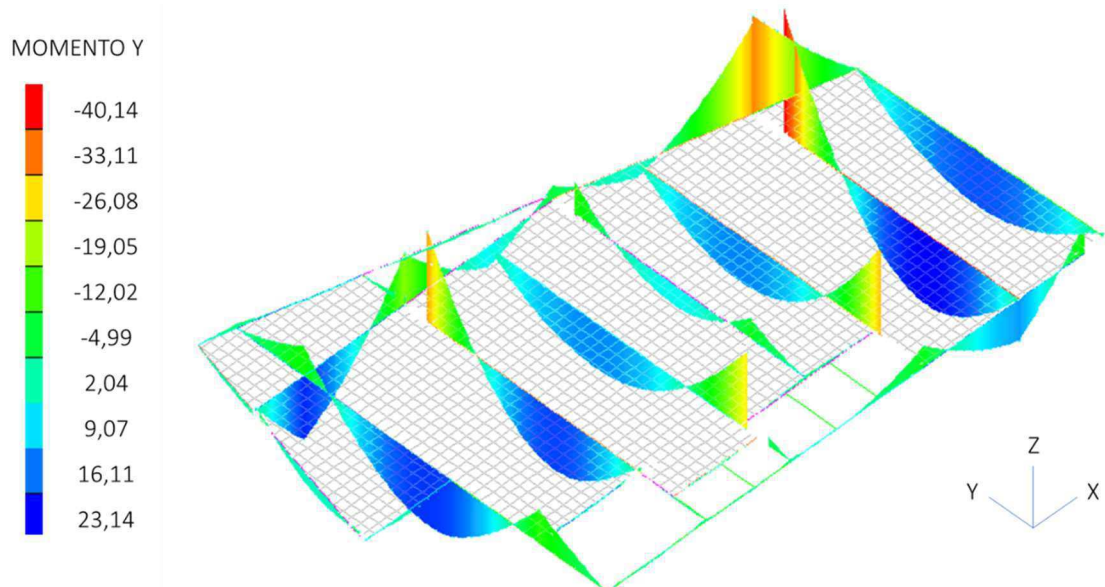
Para fins ilustrativos, o edifício foi reprocessado baseado no modelo estrutural de grelha de vigas e lajes. Com isso, o CAD/TQS® elaborou uma representação da grelha correspondente ao teto de cada pavimento, facilitando a visualização das concentrações de esforços gerados a partir deste processo de cálculo. As Figuras 20 e 21 ilustram os diagramas de momentos fletores, indicando que as vigas do térreo são mais solicitadas, motivo pelo qual houve expressivo aumento de armadura calculado pelo *software* neste nível do edifício.

**Figura 20: Esforços nas vigas do pavimento térreo a partir do modelo de grelha**



Fonte: Sistema CAD/TQS®

**Figura 21: Esforços nas vigas do pavimento de serviços a partir do modelo de grelha**



Fonte: Sistema CAD/TQS®



#### 4.1.4 Lajes

O Quadro 8 mostra os resultados obtidos para o dimensionamento em cada caso.

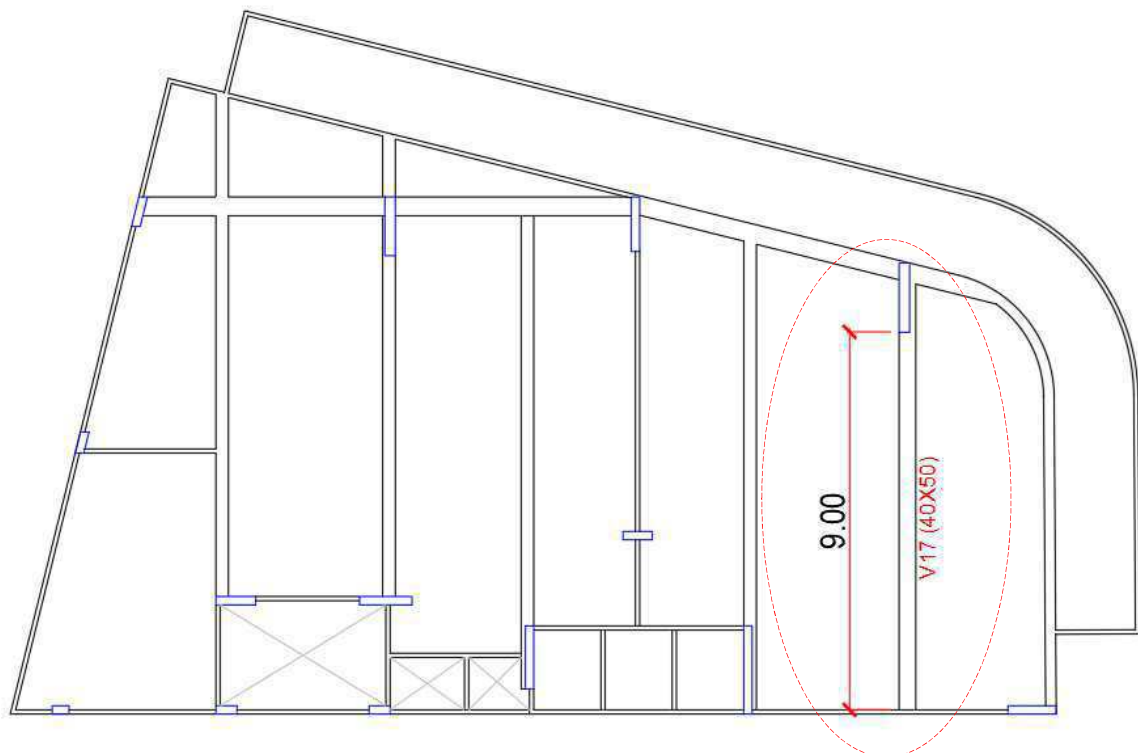
**Quadro 8: Variação do peso de aço em lajes**

RESUMO DE AÇO						
LANCE	POSIÇÃO	PESO (kg)		VARIACÃO (kg)	VARIACÃO (%)	
		PROJETO ORIGINAL	CAD/TQS®			
PAV. SER.	ARMAÇÃO POSITIVA	665,0	691,0	26,0	3,9	↑
	ARMAÇÃO NEGATIVA	343,0	661,0	318,0	92,7	↑
TÉRREO		1.950,0	59.344,9	-	-	-

Fonte: Autoria própria.

Sobre o peso de aço obtido através do CAD/TQS® para a laje do térreo, houve falhas (valor em destaque) que invalidaram os resultados e a Figura 22 indica a área onde o *software* concentrou maior parte da armadura calculada. Os principais erros foram relacionados ao elevado momento negativo na viga V1 (ver Figura 20) e ao extenso vão da viga V17. Para vencer tais solicitações, o *software* utilizou um peso de aço além do aceitável e incoerente com a realidade da execução.

**Figura 22: Representação da laje do pavimento térreo com indicação da viga V17**



Fonte: Arquivos pessoais.

A respeito das lajes do pavimento de serviços, nota-se que a maior variação dos pesos de aço está na armação negativa, enquanto a diferença de 3,9% da armadura positiva é pouco relevante.

#### 4.2 Estudo Comparativo 2: NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014

Neste tópico serão comparados o volume de concreto total e o peso de aço para cada elemento, obtidos através do *software*, considerando os dimensionamentos baseados na NB-1/1978 e na ABNT NBR 6118:2014. Os elementos estruturais considerados foram sapatas, pilares, vigas e lajes.

##### 4.2.1 Quantitativo de concreto

O Quadro 9 apresenta o volume total de concreto necessário para a execução do edifício, conforme o sistema CAD/TQS<sup>®</sup>.

**Quadro 9: Volume total de concreto**

CONSUMO DE CONCRETO					
EDIFÍCIO	VOLUME (m <sup>3</sup> )		VARIACÃO (m <sup>3</sup> )	VARIACÃO (%)	
	NB-1/1978	ABNT NBR 6118:2014			
		747,1	833,2	86,1	11,5

Fonte: Autoria própria.

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, verifica-se um acréscimo de 11,5% no volume total de concreto necessário para execução do edifício. Pode-se entender que está relacionado, principalmente, ao aumento nas dimensões das vigas que não garantiam segurança à instabilidade global segundo os parâmetros atuais da ABNT NBR 6118:2014. Como maior parte desses elementos não satisfaziam a condição de segurança citada, era esperada uma adição no volume de concreto para cumprir a norma vigente.

##### 4.2.2 Sapatas

O Quadro 10 indica a variação de peso de aço, considerando a mudança da norma de Projeto Estrutural utilizada.

**Quadro 10: Variação do peso de aço em sapatas**

RESUMO DE AÇO						
SAPATA	BITOLA	CAD/TQS®		VARIACÃO (kg)	VARIACÃO (%)	
		NB-1/1978	ABNT NBR 6118			
		PROCESSO SIMPLIFICADO	PROCESSO SIMPLIFICADO			
SP8	12,5	202,0	197,0	5,0	2,5	↓
SP10	12,5	316,0	309,0	7,0	2,2	↓
SPA	12,5	298,0	293,0	5,0	1,7	↓
	8					
SPB	12,5	112,8	109,0	3,8	3,4	↓

Fonte: Autoria própria.

Com o aumento de 100% no valor da resistência característica do concreto, a redução da quantidade de aço necessária era previsível, uma vez que a principal contribuição do concreto se verifica em meio a esforços de compressão.

#### 4.2.3 Pilares

A Figura 23 representa a situação do dimensionamento dos pilares através do CAD/TQS®, considerando a ABNT NBR 6118:2014.




Percebe-se que houve redução do número de erros, se comparado à situação mostrada na Figura 22, que representa o dimensionamento baseado na NB-1/1978 pelo processo simplificado. Tal redução está relacionada ao aumento da resistência característica do concreto para 30 MPa, diminuindo os casos onde a solicitação é superior. Nota-se, também, a redução de ocorrência de elevada taxa de armadura, que pode estar relacionada ao aumento do limite máximo de 6% para 8%, conforme o item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118:2014.

O Quadro 11 lista os resultados do quantitativo de aço. Foram considerados apenas os pilares que não apresentaram nenhum erro de dimensionamento nos dois casos, para tornar a comparação representativa.

**Figura 23: Situação dos pilares segundo o CAD/TQS®**

	M1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	PA	PB
TIPO 12														
TIPO 11														
TIPO 10														
TIPO 9														
TIPO 8														
TIPO 7														
TIPO 6														
TIPO 5				X										
TIPO 4				X										
TIPO 3				X										
TIPO 2				X							X			
TIPO 1				X					X		X			
PAV. SER.		X		X					X		X		X	X
TERREO								X		X	X		II	
SUBSOLO + ARRANQUE		X		X					X		X	X		X

## LEGENDA

	Lance de pilar dimensionado
	Erro no dimensionamento
	Pilar tracionado
X	Elevada taxa de armadura
II	Índice de esbeltez acima do limite

**Quadro 11: Variação do peso de aço em pilares**

RESUMO DE AÇO (kg)					
PILAR	CAD/TQS®		VARIAÇÃO (kg)	VARIAÇÃO (%)	
	NB-1/1978	ABNT NBR 6118			
	PROCESSO SIMPLIFICADO	PROCESSO SIMPLIFICADO			
M1	44	41	3	7,3	↓
P5	2.025	1.072	953	88,9	↓
P6	662	309	353	114,2	↓
P7	2.558	1.485	1.073	72,3	↓
P9	4.645	3.758	887	23,6	↓
P10	6.255	4.687	1.568	33,5	↓

Fonte: Autoria própria.

Verifica-se que nos cálculos realizados a partir das prescrições da NB-1/1978, os pesos de aço são consideravelmente maiores, consequência, principalmente, do reduzido  $f_{ck}$  do concreto. Isso porque, na compressão a resistência do concreto é um fator determinante, diferente dos casos onde há flexão, cuja resistência à tração do concreto pode ser desprezada no cálculo.

Um motivo importante na diminuição do peso de aço, é referente à redução da armadura mínima para pilares, que passou de 0,8 para 0,4%, conforme o item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118:2014. Isso porque nos pilares menos solicitados do pavimento tipo a armadura mínima foi suficiente nos dois casos analisados.

Além disso, nos casos onde se constatou expressiva variabilidade nas quantidades das armaduras longitudinais, podem estar relacionados ao aperfeiçoamento dos critérios de cálculo dos efeitos de 2ª ordem e, também, a adoção do  $M_{1d,min}$  para o tratamento das imperfeições geométricas locais. Com isso, a reformulação dos métodos de cálculo apresentados pela ABNT NBR 6118:2014, tornou o dimensionamento estrutural mais rigoroso, mais elaborado e menos conservador.

#### 4.2.4 Vigas

O Quadro 12 indica os pesos de aço necessários para cada caso observado. As vigas e cintas de amarração do subsolo não foram analisadas.

**Quadro 12: Variação do peso de aço em pilares**

RESUMO DE AÇO (kg)					
VIGA	CAD/TQS®		VARIAÇÃO (kg)	VARIAÇÃO (%)	
	NB-1/1978	ABNT NBR 6118			
	PROCESSO SIMPLIFICADO	PROCESSO SIMPLIFICADO			
TIPO	27.466,0	25.198,0	2.268,0	9,0	↓
PAV. SER.	2.394,0	2.216,5	177,5	8,0	↓
TERREO*	4.651,2	4.106,3	544,9	13,3	↓

\* A viga V8 foi desconsiderada.

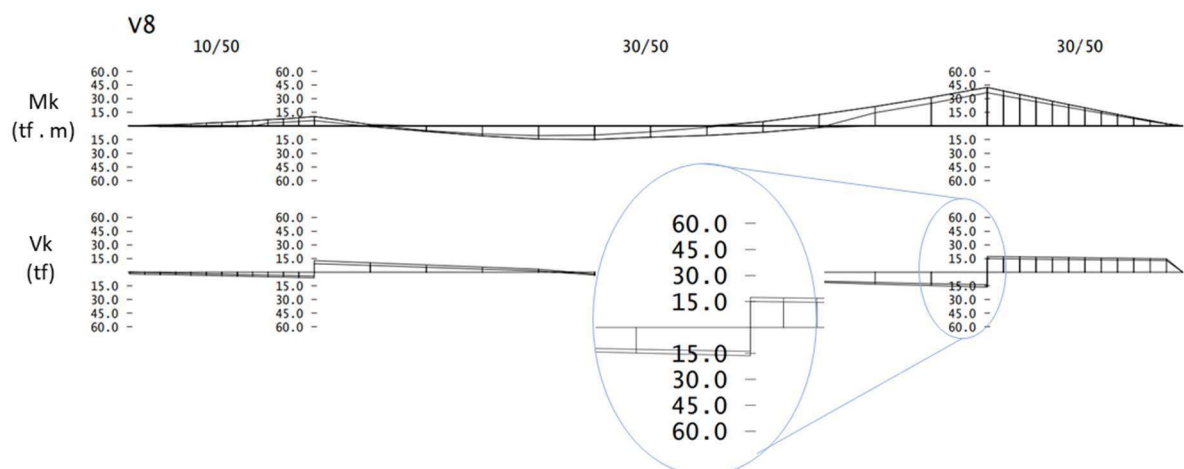
Fonte: Autoria própria.

O comparativo entre os resultados do processo simplificado, indicam redução do peso de aço, relacionada, sobretudo, ao aumento do  $f_{ck}$  do concreto. Além disso, sabe-se que a tensão de cisalhamento ( $\tau_d$ ) é inversamente proporcional à largura da seção transversal da viga ( $b_w$ ) e ao braço de alavanca ( $z$ ) formado entre a resultante da tensão de compressão no concreto e da tensão de tração no aço. Portanto, nas vigas com dimensões aumentadas para garantir segurança à instabilidade global, a tensão cisalhante foi reduzida e, conseqüentemente, o peso de aço necessário é menor.

O CAD/TQS<sup>®</sup> verificou excesso de armadura transversal na viga V8, o que gerou falhas no dimensionamento. Neste caso, pode-se analisar os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes obtido em cada caso, mostrados nas Figuras 24 e 25.

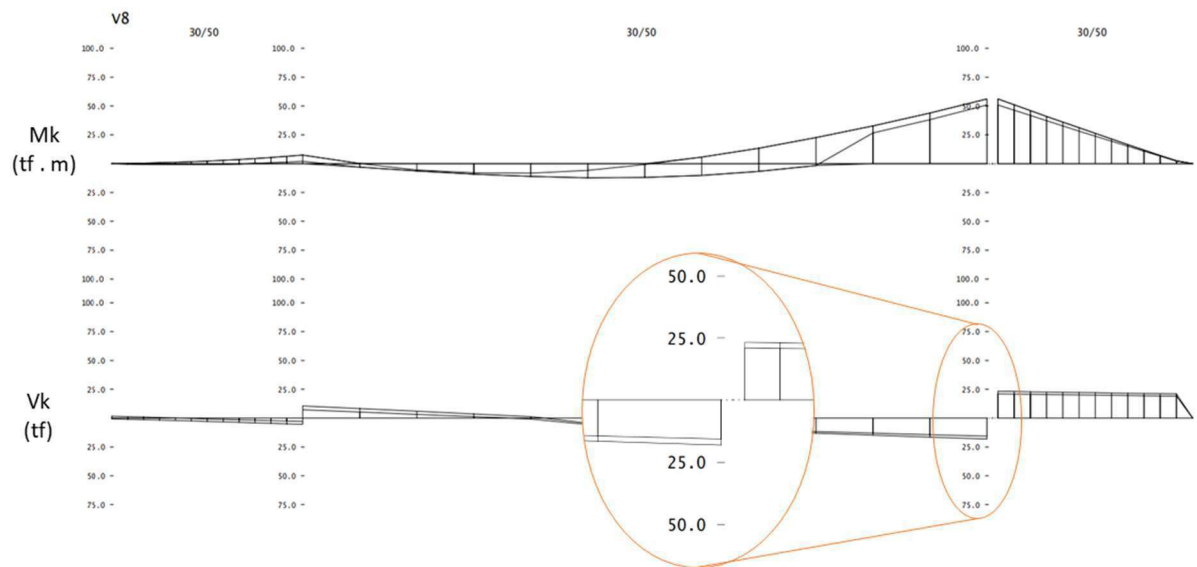
Para analisar o caso da viga V8, deve-se considerar que sua seção transversal (30x50 cm) não precisou ser alterada. Então, a variação da tensão cisalhante é dependente, apenas, do braço de alavanca ( $z$ ) mencionado anteriormente. Para isso, é importante lembrar que o cobrimento conforme a ABNT NBR 6118:2014 tem um acréscimo de 2,5 cm e que, com aproximações de coeficientes, é comum considerar somente 90% do valor de  $z$ . Portanto, com esforço cortante maior e braço de alavanca menor, há uma convergência de fatores que favorecem o aumento da tensão de cisalhamento na viga V8 e conseqüente elevação do peso de aço necessário na seção analisada.

**Figura 24: Diagramas de momentos fletores e esforços cortantes considerando a NB-1/1978**



Fonte: Sistema CAD/TQS<sup>®</sup>

**Figura 25: Diagramas de momentos fletores e esforços cortantes considerando a ABNT NBR 6118:2014**



Fonte: Sistema CAD/TQS®

#### 4.2.5 Lajes

O Quadro 13 contém os resultados para o peso de aço conforme a NB-1/1978 e a ABNT NBR 6118:2014.

**Quadro 13: Variação do peso de aço em lajes**

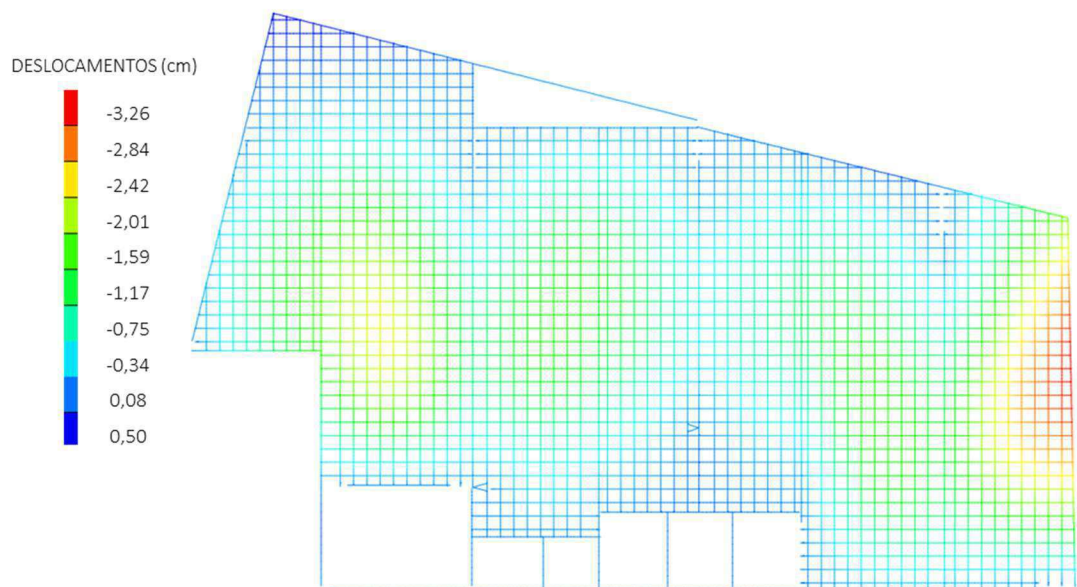
RESUMO DE AÇO (kg)						
LAJES	POSIÇÃO	CAD/TQS®		VARIÇÃO (kg)	VARIÇÃO (%)	
		NB-1/1978	ABNT NBR 6118			
		PROCESSO SIMPLIFICADO	PROCESSO SIMPLIFICADO			
TIPO	ARM. POSITIVA	7.763,0	10.755,0	2.992,0	38,5	↑
	ARM. NEGATIVA	7.012,0	9.294,0	2.282,0	32,5	↑
PAV. SER.	ARM. POSITIVA	691,0	957,0	266,0	38,5	↑
	ARM. NEGATIVA	661,0	831,0	170,0	25,7	↑
TERREO	ARM. POSITIVA	3.324,0	22.250,0	-	-	-
	ARM. NEGATIVA	56.021,0	46.332,0	-	-	-

Fonte: Autoria própria.

Sobre as lajes do pavimento de serviços e do tipo, é possível perceber que o acréscimo de armadura positiva foi maior se comparado à armadura negativa. Nestes casos, existem maiores cargas de alvenaria nos vãos das lajes, uma vez que, nestes pavimentos, há mais

ambiente divididos por paredes. Tal fato favorece a ocorrência de flechas, as quais podem ser solucionadas através da armação positiva. Para ilustrar a situação, a Figura 26 apresenta a grelha correspondente ao teto do pavimento de serviços, elaborada a partir do modelo estrutural de grelha de vigas e lajes. Nas lajes do pavimento tipo, o efeito dos esforços é semelhante. Os valores grifados indicam erros no quantitativo de aço da laje do pavimento térreo.

**Figura 26: Representação da laje do pavimento de serviços a partir do modelo de grelha**



Fonte: Sistema CAD/TQS®



## CAPÍTULO 5

### 5. CONCLUSÕES

#### *Estudo Comparativo 1: Projeto Original e CAD/TQS®*

- Sapatas

Para as quatro sapatas observadas, a variação do peso de 244,6 kg de ferro foi pouco significativa. Como as características conhecidas foram reproduzidas no *software*, a proximidade dos resultados indica semelhança entre os critérios e procedimentos de cálculo considerados durante a execução do projeto original e no dimensionamento estrutural efetuado pelo sistema CAD/TQS®.

- Pilares

Notou-se expressivo aumento nos quantitativos de aço calculados pelo *software*, o que pode estar relacionado a diferenças nos carregamentos aplicados, principalmente, no térreo. Houve uma concentração de falhas neste nível do edifício, cuja causa pode ser a inadequada distribuição de cargas entre os pilares, fato que motivou a alteração do projeto antes da construção. O erro não refletiu no resultado dos demais pavimentos, certificando a consideração de que os elementos estruturais foram analisados separadamente.

- Vigas

O peso de aço calculado para as vigas do pavimento de serviço, apresentou uma variação de 2,4%, sendo pouco significativa. Entretanto, manteve-se a relevante variação (84,4%) nos resultados apontados pelo *software* para as vigas do térreo, os quais indicaram a necessidade de maiores quantidades de armadura que os valores descritos no projeto original. Vale ressaltar que as considerações de carregamento foram baseadas na literatura que fundamentava a elaboração de projetos estruturais na década de 90 e que seguem as recomendações da NB-1/1978. Apesar disso, não é possível garantir que as suposições sobre o carregamento foram semelhantes.

- Lajes

Neste caso, foi possível perceber que os maiores esforços calculados pelo *software* estão nas reações transmitidas entre os elementos estruturais. Esta constatação surge da comparação entre a expressiva diferença de armadura negativa e a irrelevante variação de armadura positiva na laje do pavimento de serviços.

### ***Estudo Comparativo 2: NB-1/1978 e ABNT NBR 6118:2014***

- Quantitativo de concreto

O principal motivo para acréscimo de 86,1 m<sup>3</sup> (11,5%) ao volume total de concreto, está relacionado à garantia de segurança à instabilidade global das vigas, proposta pela ABNT NBR 6118:2014 e que não constava no texto normativo da NB-1/1978. Como maior parte das vigas não satisfaziam à condição de segurança citada, era esperada um aumento no volume de concreto para cumprir a norma atual.

- Sapatas

Para atender ao valor mínimo de  $f_{ck}$ , considerando a classe de agressividade ambiental III, foi necessário aumentar em 100% a resistência característica do concreto. Conseqüentemente, houve redução no peso de aço calculado. É evidente que o texto normativo da ABNT NBR 6118:2014 é mais abrangente quanto aos requisitos de qualidade e durabilidade das estruturas. Isso se reflete nas diversas recomendações acrescentadas sobre a influência dos fatores externos que devem ser consideradas durante a elaboração de projeto estruturais.

- Pilares

Apesar da permanência de alguns erros no dimensionamento dos elementos estruturais do térreo, percebeu-se que parte destes foram corrigidos com o aumento do  $f_{ck}$ . Além disso, a ABNT NBR 6118:2014, no seu item 17.3.5.3, permite aumentar o limite máximo da taxa de armadura de 6 para 8% da área de concreto na seção transversal do pilar e diminuir a taxa mínima de 0,8 para 0,4%, favorecendo a redução do peso total de aço nos pilares analisados. Com isso, o aperfeiçoamento dos critérios de cálculo dos efeitos de 2ª ordem e

a adoção do  $M_{1d,min}$  para o tratamento das imperfeições geométricas locais são exemplos de considerações que tornaram o dimensionamento estrutural mais rigoroso, mais elaborado e menos conservador.

- Vigas

Percebeu-se redução de 2.990,4 kg no quantitativo de aço das vigas, causada, sobretudo, pelo aumento da resistência característica do concreto. Outro fator importante, foi percebido nos efeitos da tensão de cisalhamento em vigas com dimensões alteradas para cumprir a recomendação da norma ABNT NBR 6118:2014, situação que também motivou a diminuição da armadura calculada.

- Lajes

Neste caso, houve aumento no peso de aço, sobretudo, nas armações positivas, situação causada pela concentração de cargas de alvenaria nas lajes com vãos extensos da ordem de nove metros. Pode estar relacionado ao maior valor de cobrimento e consequente redução da altura útil, já que a espessura da laje foi mantida. Tal acréscimo poderia ser consideravelmente maior se o  $f_{ck}$  fosse mantido na segunda análise, já que os dois casos foram calculados a partir do processo simplificado de cálculos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. A nova versão da NBR 6118. **PORTAL ABCP**, 2014. Disponível em: <<https://www.abcp.org.br/cms/imprensa/noticias/a-nova-versao-da-nbr-6118/>>. Acesso em: 17 setembro 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1: Projeto e execução de obra de concreto armado: procedimento**. Rio de Janeiro. 1978.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**, São Paulo, p. 117, 1996. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/nbr-06122-1996-projeto-e-execucao-de-fundacoes>>. Acesso em: 2019 dezembro 06.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.

BATTAGIN, A. F. Cimento: História. **Portal da Associação Brasileira de Cimento Portland**, 2009. Disponível em: <<https://www.abcp.org.br/cms/basico-sobre-cimento/historia/uma-breve-historia-do-cimento-portland/>>. Acesso em: 15 outubro 2019.

BATTAGIN, A. F.; MUNHOZ, F. A. C.; BATTAGIN, I. L. S. Evolução da normatização, finura e resistência à compressão dos cimentos Portland brasileiro. **Concreto & Construções - IBRACON**, São Paulo, n. 73, p. 39 - 51, Jan - Mar 2014. ISSN 1809-7197. Disponível em: <[http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/pdf/Revista\\_Concreto\\_73.pdf](http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_73.pdf)>. Acesso em: 10 setembro 2019.

BAZZO, W. A.; PEREIRA, L. T. D. V. **Introdução à Engenharia: conceitos, ferramentas e comportamentos**. Florianópolis: da UFSC, 2006. 270 p.

BRANDÃO, A. M. D. S.; PINHEIRO, L. M. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto**. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 26. 1999.

CLÍMACO, J. C. T. D. S. **Estruturas de concreto armado: Fundamentos de Projetos, Dimensionamento e Verificação**. 3. ed. Rio de Janeiro: UnB, 2016.

COELHO, J. D.; BANKI, A. L. Eberick: Critérios de Cálculo. **AltoQi**, 2010. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/263/643/pt-br/impacto-econ%C3%B4mico-da-nbr-61182007-no-dimensionamento-de-pilares-de-concreto-armado.html?highlight=a>>. Acesso em: 20 outubro 2019.

FIORIN, E. **Arranjos de armaduras em estruturas de concreto armado**. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 248. 1998.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações Normais, Estados Limetes Últimos, Teoria e Aplicação**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1981.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 184. 2007.

HELENE, P.; ANDRADE, T. Capítulo 29: Concreto de Cimento Portland. In: **IBRACON Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. [S.l.]: IBRACON, 2010. Disponível em: <<https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc48.pdf>>. Acesso em: 15 outubro 2019.

INMETRO. Site do Consumidor. **Avaliação de Conformidade**, 2012. Disponível em: <<http://www.sitedoconsumidor.gov.br/qualidade/>>. Acesso em: 2019 setembro 14.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NB-1 - NBR 6118:2003 Projeto de estruturas de concreto- Procedimento, São Paulo, p. 268, 2006. Disponível em: <<http://docplayer.com.br/6814312-Publicacoes-tecnicas-ibracon.html>>. Acesso em: 14 setembro 2019. Publicações Técnicas IBRACON.

\_\_\_\_\_. Requisitos de projeto, normatização e execução para estruturas com longa vida útil. **Concreto & Construção - IBRACON**, São Paulo, n. 79, p. 14-15, Jun - Set 2015. ISSN 1809-7197. Disponível em: <[http://ibracon.org.br/Site\\_revista/Concreto\\_Construcoes/pdfs/revista79.pdf](http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/pdfs/revista79.pdf)>. Acesso em: 17 setembro 2019.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

LEET, K. M.; UANG, C.-M.; GILBERT, A. M. **Fundamentos da Análise Estrutural**. Tradução de João Eduardo Nóbrega Tortello. 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2010.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto**: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Tradução de David Fridman. 1ª. ed. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, v. 1, 1977. 336 p.

MARTHA, L. F. Introdução. In: MARTHA, L. F. **Métodos Básicos da Análise de Estruturas**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2011. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/decc/ECC1002/Downloads/\\_Cap\\_1\\_Introducao](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1002/Downloads/_Cap_1_Introducao)>. Acesso em: 16 agosto 2019.

PACHECO, J.; HELENE, P. Boletín Técnico. **Control de la resistencia del hormigón**, 2013. Disponível em: <<http://alconpat.org.br/wp-content/uploads/2012/09/B9-Controle-da-Resist%C3%A2ncia-do-Concreto.pdf>>. Acesso em: 17 setembro 2019.

RAZENTE, J. A. **Aplicação de recursos computacionais em projetos de edifícios em alvenaria**. Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, p. 190. 2004.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2000. 271 p. Disponível em: <<https://archive.org/details/AConcepcaoEstruturalEAArquiteturaYopananRebello/page/n1>>. Acesso em: 19 outubro 2019.

ROCHA, A. M. D. **Concreto Armado**. 25. ed. São Paulo: Nobel, v. 1, 1986.

\_\_\_\_\_. **Concreto Armado**. 17. ed. Rio de Janeiro: Nobel, v. 2, 1987.

SANTOS, L. M. D. **Cálculo de Concreto Armado segundo a nova NB-1 e o CEB. 2**. 2ª. ed. São Paulo: LMS Ltda, v. 1, 1983.

SILVA, R. R. D. **Impacto das mudanças na norma NBR 6118 no dimensionamento de estruturas em concreto armado de edifícios**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2008.

SOUZA, V. C. M. D.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural: Estruturas Isostáticas**. 6<sup>a</sup>. ed. Porto Alegre: Editora Globo, v. I, 1981. 366 p.

TQS. Visão Geral: Software no Projeto Estrutural. **TQS**, 2019. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>>. Acesso em: 21 outubro 2019.

## ANEXO A

Quadro 14: Comparação entre especificações normativas

COMPARATIVO ENTRE NORMAS REGULAMENTADORAS DE PROJETOS ESTRUTURAIS				
		NB-1/1978	NBR 6118:2003	NBR 6118:2014
ESCOPO		Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado	Projeto de Estruturas de Concreto Armado	
AÇÃO DO VENTO		Ação do vento considerada em situações específicas	Obrigatoriedade das considerações sobre a ação do vento	
REQUISITOS DE QUALIDADE		Sem especificação	Valores mínimos esperados referentes à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade de estruturas de concreto armado	
CAA		Sem especificação	Especificação da resistência mínima, do valor máximo do fator a/c, do cobrimento mínimo para a armadura e a máxima abertura de fissuras.	
COBRIMENTO DA ARMADURA	LAJE	1,0 cm	Conforme Classe de Agressividade Ambiental (ver Tabela 2)	
	VIGA	1,5 cm		
	PILAR	1,5 cm		
MÍNIMA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ( $f_{ck}$ )		9 MPa	20 MPa	
VARIAÇÃO DE ESPESSURA DE LAJES		Entre 5 e 12 centímetros	Entre 5 e 16 centímetros	Entre 7 e 16 centímetros
MÓDULO DE ELASTICIDADE		$E_c = 6600\sqrt{f_{ck} + 3,5}, MPa$	$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}}, MPa; E_{cs} = 0,85E_c$	$E_c = \alpha_E 5600\sqrt{f_{ck}}, MPa; se f_{ck} \leq 50 MPa$ $E_c = \alpha_E 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3}, MPa; se f_{ck} > 50 MPa$ $f_{cm} = f_{ck} + 12,5 MPa$
IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS		Consideração efeito local de 2ª ordem	Efeito de 2ª ordem em relação à estrutura global	
VERIFICAÇÃO DO ELU À FORÇA CORTANTE		Modelo Único	Modelo 1 e 2	
COMPRESSÃO CENTRADA		Processos aproximados		Obrigatório o cálculo de pilares sob atuação de momentos fletores

Fonte:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NB-1: Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. 1978.

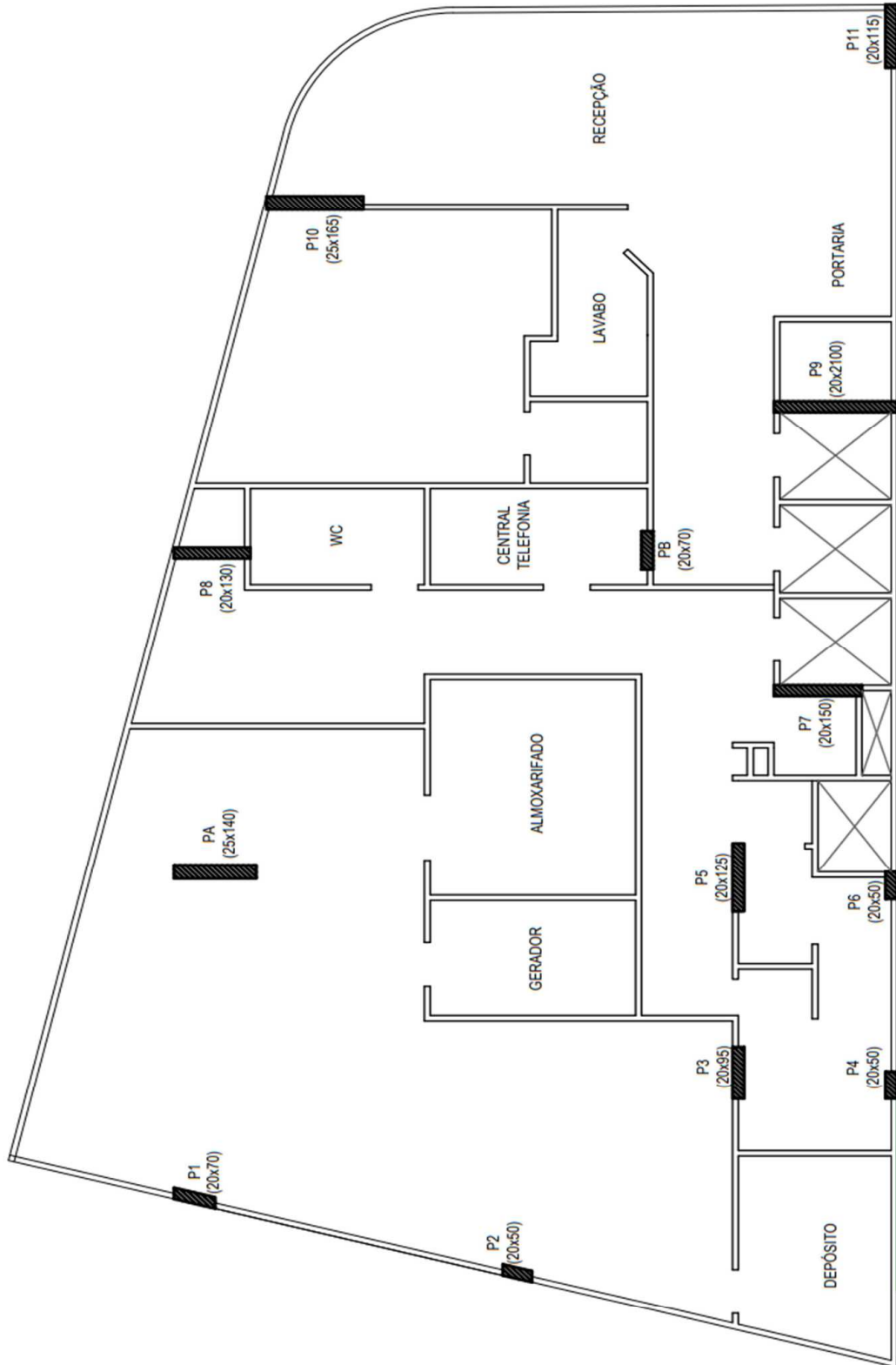
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro. 2014.



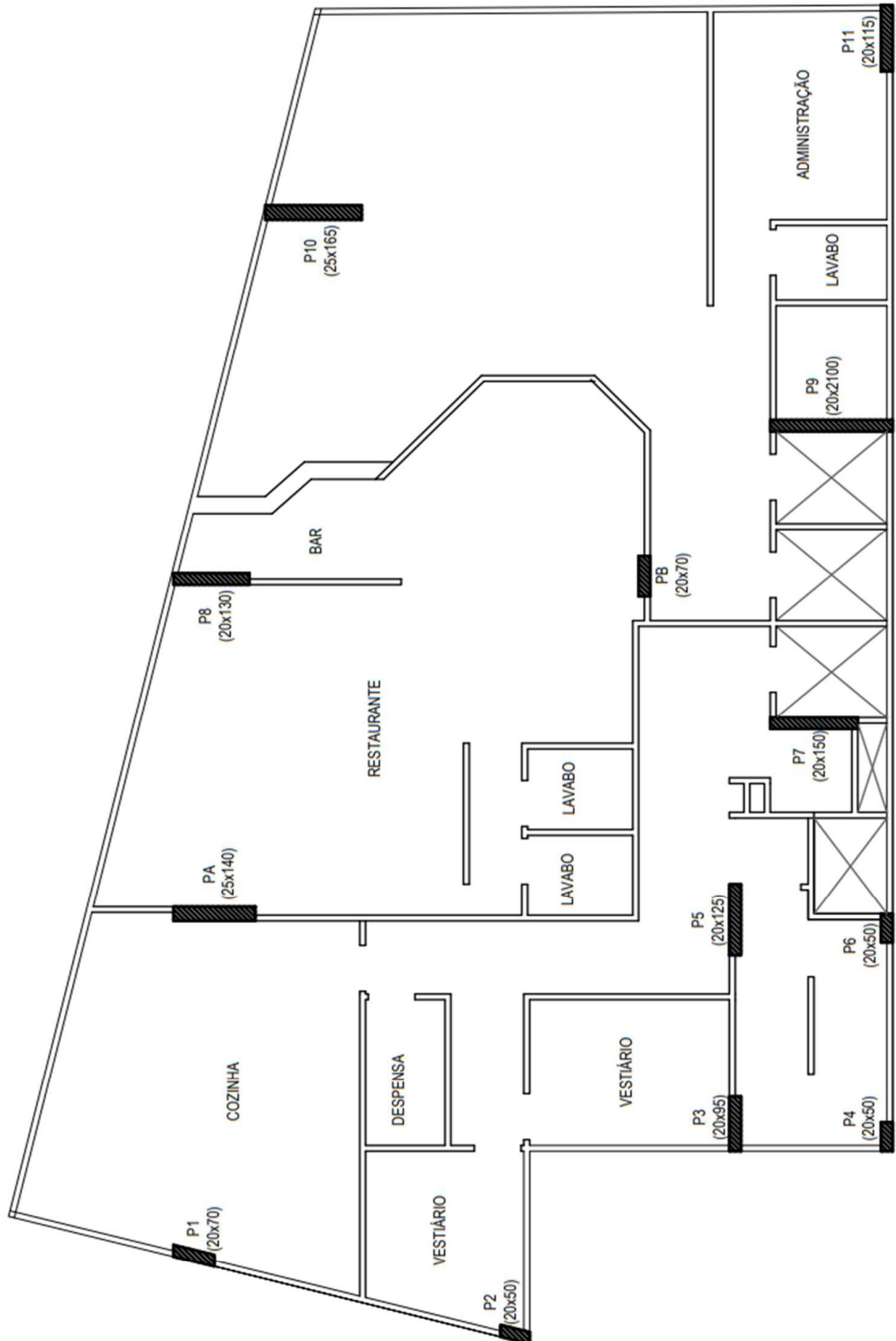
## ANEXO B

Figura 27: Desenho do anteprojeto do pavimento térreo



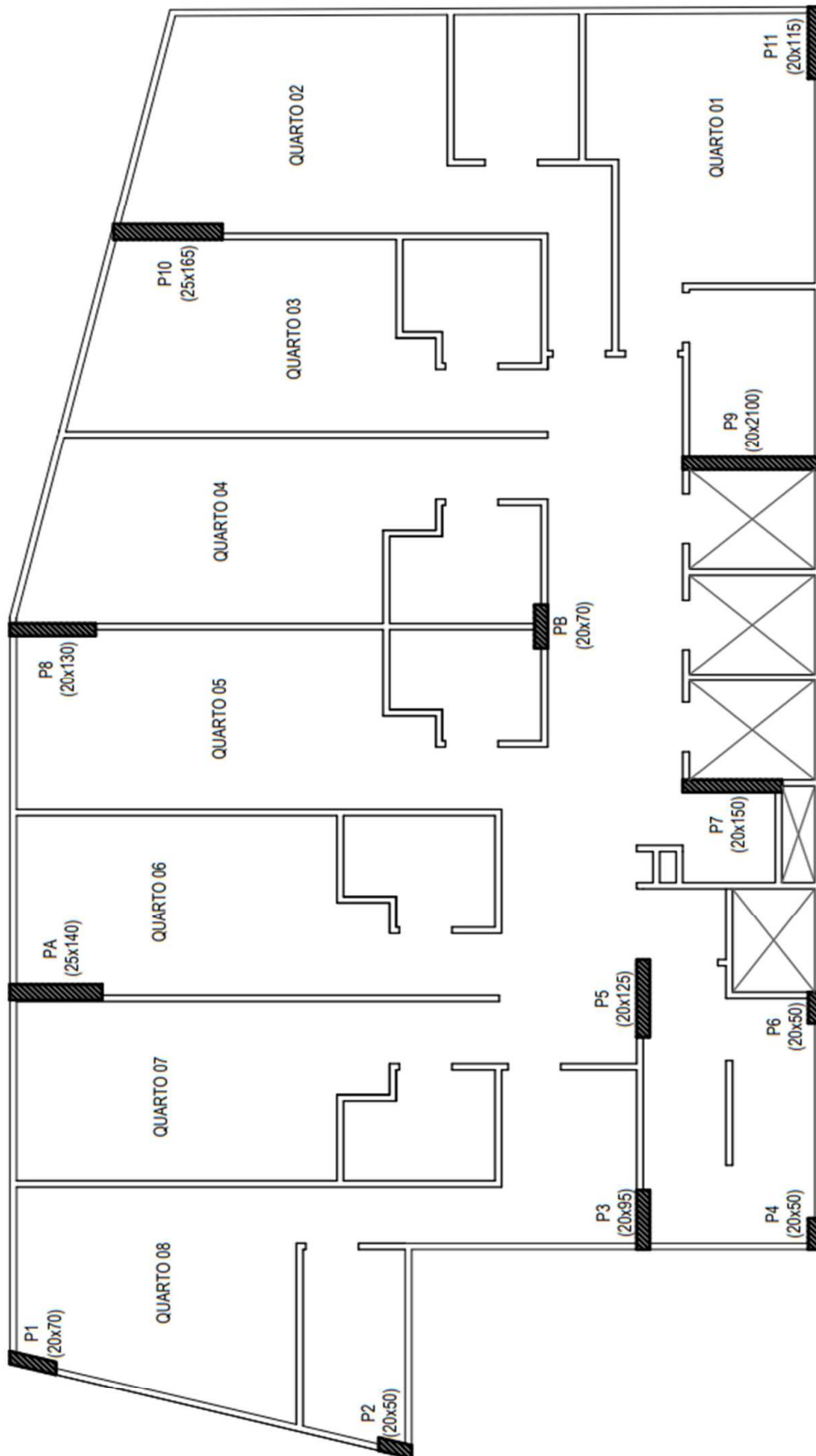
Fonte: Arquivos pessoais

Figura 28: Desenho do anteprojeto do pavimento de serviços



Fonte: Arquivos pessoais

Figura 29 :Desenho do anteprojeto do pavimento tipo



Fonte: Arquivos pessoais









## ANEXO C

Figura 36: Resumo de aço da armação das lajes do pavimento térreo

AÇO: CA 50

$\phi$ (mm)	Compr. (m)	Peso (Kg)
10	1416,8	893
6,3	1254,3	314
5,0	4643,3	743
Total (kg)		1950

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 37: Resumo de aço da armação positiva das lajes do pavimento de serviços

$\phi$ (mm)	comprim. (m)	Peso (Kg)
10	4,8	3,
6,3	322,9	81,
5,0	3630,9	581,
P. TOTAL Kg		665,

AÇO CA 50

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 38 Resumo de aço da armação negativa das lajes do pavimento de serviços

$\phi$ (mm)	comp. (m)	Peso (Kg)
4,3	1373,6	343,
P. TOTAL kg		343,

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 39: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento de serviço (1ª parte)

$\phi$ (mm)	comp. (m)	Peso (Kg)
16	463,2	741,
12,5	177,4	177,
10	327,5	206,
6,3	875,2	219,
5,0	308,4	49,
P. TOTAL Kg		1392,

AÇO CASO

Fonte: Arquivos pessoais



Figura 40: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento de serviço (2ª parte)

$\phi$ (mm)	comp. (m)	PESO (Kg)
16	474,6	759,
12,5	76,3	76,
10	104,1	66,
6,5	423,4	111,
5,0	501,2	15,
P.TOTAL M		1060,

ACO CASO

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 41: Resumo de aço da armação dos pilares do pavimento de serviços

$\phi$ (mm)	comprim. (m)	PESO (Kg)
5,0	95,9	15,
6,3	513,3	128,
12,5	58,4	58,
16	144,4	231,
20	655,2	1638,
P.TOTAL Kg		2070,

ACO CASO

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 42: Resumo de aço da armação dos pilares do pavimento térreo

$\phi$ (mm)	comprim. (m)	Peso (Kg)
50	102,3	16,
6,3	552,8	138,
12,5	84,7	85,
16	182,6	292,
20	807,5	2019,
P. TOTAL Kg		2550,

AÇO CA 50

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 43: Resumo de aço da armação positiva e negativa das lajes do pavimento térreo

AÇO: CA 50

$\phi$ (mm)	Compr. (m)	Peso (Kg)
10	1416,8	893
6,3	1254,3	314
5,0	4643,3	743
Total (kg)		1950

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 44: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento térreo (1ª parte)

= AÇO: CA-50

$\phi$ (mm)	Compr. (m)	Pêso (kg)
16	666,8	1067
12.5	175,8	176
10	403,4	254
6.3	1046,5	262
5,0	481,6	77
Total (kg)		1836

Fonte: Arquivos pessoais

Figura 45: Resumo de aço da armação das vigas do pavimento térreo (2ª parte)

= AÇO: CA-50

$\phi$ (mm)	Compr. (m)	Pêso (kg)
16	262,4	420
12.5	276,5	277
10	168,5	106
6.3	594,3	149
5.0	336,3	54
Total (kg)		1006

Fonte: Arquivos pessoais