

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

ALISSON FRANCISCO CONDÉ SOARES

LEANDRO ALVES DE SOUZA

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES ESTRUTURAIS EM EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EXECUTADAS SEM PROJETO**

CARATINGA

2017

ALISSON FRANCISCO CONDÉ SOARES

LEANDRO ALVES DE SOUZA

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES ESTRUTURAIS EM EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EXECUTADAS SEM PROJETO**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
das Faculdades Doctum de Caratinga, como
requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof.^a Esp. Camila Silva

CARATINGA

2017

TERMO DE APROVAÇÃO

O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: Análise das condições estruturais em edificações de concreto armado executadas sem projeto, elaborado pelo(s) aluno(s) Alisson Francisco Condé Soares e Leandro Alves de Souza foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

Caratinga 6 de Dezembro de 2017



Camila Silva
Prof. Orientador



José Salvador
Prof. Avaliador 1



João Moreira
Prof. Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Agradecemos incondicionalmente a Deus, por oferecer toda força que precisamos para concluir esta importante etapa de nossas vidas.

Somos gratos a nossa família e amigos, que nos momentos mais difíceis estiveram ao nosso lado oferecendo todo o apoio necessário.

A todos que contribuíram para nossa formação, nosso muito obrigado!

“As dificuldades são o aço estrutural que entra na construção do caráter.”

Carlos Drummond de Andrade

RESUMO

No Brasil, grande parte das edificações são executadas sem o auxílio de um projeto estrutural e acompanhamento de profissional habilitado. Esse tipo de edificação, denominada autoconstrução, em alguns casos deixam de atender aspectos como conforto, segurança e durabilidade, principalmente em relação a sua estrutura. Pensando nisso, o trabalho propôs analisar a superestrutura de algumas edificações de concreto armado situadas no município de Caratinga-MG que foram executadas sem o auxílio de um projeto estrutural. Através da aplicação de questionário e visitas as obras, foi possível levantar os dados da estrutura executada, e posteriormente compara-los com as especificações da ABNT NBR 6118:2014, buscando evidenciar as principais falhas e técnicas utilizadas decorrentes do conhecimento empírico de quem as executa. As edificações analisadas apresentaram divergências principalmente em relação a resistência à compressão do concreto, e cobrimento e posicionamento das armaduras, decorrentes de falhas no processo de execução. Seção transversal de pilares e vigas, diâmetro das barras longitudinais e transversais, bem como área de aço utilizada, em diversas situações também se encontraram divergentes das especificações da norma. Portanto, conclui-se que é essencial a contratação de um profissional habilitado para a elaboração de um projeto estrutural em qualquer tipo de edificação, uma vez que ele possui o conhecimento técnico adequado para adotar as soluções mais eficientes e que atendam as orientações normativas.

Palavras-chave: Autoconstruções; Projeto estrutural; Estruturas; Concreto armado.

ABSTRACT

In Brazil, most of the buildings are executed without the aid of a structural project and assisted professional assistance. This type of building, called self-construction, in some cases fail to meet aspects such as comfort, safety and durability, especially in relation to its structure. the work proposed to analyze the superstructure of some constructions of reinforced concrete situated in the municipality that Caratinga-MG that were executed without the aid of a structural project. Through the application of questionnaire and visits the works, it was possible to collect the data of the executed structure, and later compare them with the specifications of ABNT NBR 6118: 2014, seeking to highlight the main flaws and techniques used as a result of the empirical knowledge of those who execute them. The analyzed buildings presented differences mainly in relation to the compressive strength of the concrete, and cover and positioning of the reinforcement, due to failures in the execution process. Cross section of columns and beams, diameter of longitudinal and transverse bars, as well as area of steel used, in several situations also were divergent from the specifications of the standard. Therefore, concluded that it is essential to hire a professional qualified for the elaboration of a structural project in any type of building, since it has the adequate technical knowledge to adopt the most efficient solutions and that comply with the normative guidelines.

Keywords: Autoconstruction; Structural design; Structures; Reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Resultados gerais da pesquisa.	19
Figura 1.2: Resultados regionais da pesquisa.....	20
Figura 2.1: Concreto armado.....	24
Figura 2.2: Caminho das cargas na estrutura.	25
Figura 2.3: Classificação dos elementos estruturais.	26
Figura 2.4: Laje pré-moldada.	27
Figura 2.5: Vigas de concreto armado.	28
Figura 2.6: Pilares de concreto armado.	29
Figura 2.7: Fases do desempenho de uma estrutura durante sua vida útil.	30
Figura 2.8: Estrutura de concreto armado.	31
Figura 2.9: Diagrama de tensão versus deformação do concreto.	36
Figura 2.10: Classes de agressividade ambiental (CAA).	39
Figura 2.11: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	39
Figura 2.12: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta C = 10$ mm.	41
Figura 2.13: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	43
Figura 2.14: Coeficiente γ_{f2}	43
Figura 2.15: Combinações últimas.	44
Figura 2.16: Combinações de serviço.	45
Figura 2.17: Modelo estrutural.....	45
Figura 2.18: Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	54
Figura 2.19: Seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt.....	57
Figura 2.20: Pacômetro.	59
Figura 3.1: Diagrama das etapas da pesquisa.	62

Figura 3.2: Procedimento de medição da obra.....	65
Figura 3.3: Elaboração do croqui da edificação.	65
Figura 3.4: Aparelho pacômetro identificando presença de aço.....	66
Figura 3.5: Aferição do aparelho de esclerometria em uma bigorna de aço.	67
Figura 3.6: Marcação dos pontos para análise de esclerometria.	68
Figura 3.7: Ensaio de esclerometria em um pilar.	69
Figura 3.8: Ábaco considerando o fator de correção do posicionamento.....	71
Figura 4.1: Edificação do estudo de caso 01.....	73
Figura 4.2: Caso 01 – planta baixa do pavimento térreo.	74
Figura 4.3: Caso 01 – planta baixa do primeiro pavimento.	75
Figura 4.4: Caso 01 – planta baixa do segundo pavimento.	76
Figura 4.5: Caso 01 – laje pré-moldada.	77
Figura 4.6: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do cintamento e primeiro pavimento.	78
Figura 4.7: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do segundo pavimento.	79
Figura 4.8: Caso 01 – vigas do segundo pavimento.	79
Figura 4.9: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras dos pilares do pavimento térreo.	80
Figura 4.10: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras dos pilares do primeiro pavimento.	80
Figura 4.11: Caso 01 – Pilar do primeiro pavimento.	81
Figura 4.12: Caso 01 – planta de fôrma do pavimento térreo.	82
Figura 4.13: Caso 01 – planta de fôrma do primeiro pavimento.....	83
Figura 4.14: Caso 01 – planta de fôrma do segundo pavimento.....	84
Figura 4.15: Edificação do estudo de caso 02.....	85
Figura 4.16: Caso 02 – planta baixa do pavimento térreo.....	86

Figura 4.17: Caso 02 – planta baixa do primeiro pavimento.	87
Figura 4.18: Caso 02 – planta baixa do pavimento destinado ao reservatório.	88
Figura 4.19: Caso 02 – laje pré-moldada.	89
Figura 4.20: Caso 02 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do cintamento e primeiro pavimento.	90
Figura 4.21: Caso 02 – Esquema de posicionamento das armaduras do pilar de menor seção do pavimento térreo.	91
Figura 4.22: Caso 02 – planta de fôrma do pavimento térreo.	92
Figura 4.23: Caso 02 – planta de fôrma do primeiro pavimento.	93
Figura 4.24: Caso 02 – planta de fôrma do pavimento destinado ao reservatório. ..	94
Figura 5.1: Caso 01 – viga com menor dimensão de 10 cm.	97
Figura 5.2: Caso 01 – pilar com menor dimensão de 10 cm.	98
Figura 5.3: Caso 01 – estribos com 4,2 mm utilizados na obra.	99
Figura 5.4: Localização por ensaio de pacômetria das barras posicionadas próximo a linha neutra do elemento.	100
Figura 5.5: Caso 01 – planta de forma adaptada para o pavimento térreo.	104
Figura 5.6: Caso 01 – planta de forma adaptada para o primeiro pavimento.	105
Figura 5.7: Caso 01 – planta de forma adaptada para o segundo pavimento.	106
Figura 5.8: Caso 01 – Modelagem 3D da edificação.	108
Figura 5.9: Caso 01 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 1.	109
Figura 5.10: Caso 01 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 2. ...	109
Figura 5.11: Caso 01 – Gráfico da área de aço para viga V103 do 1º pavimento. ...	111
Figura 5.12: Caso 01 – Gráfico da área de aço para viga V106 do 1º pavimento. ...	112
Figura 5.13: Caso 02 – viga com menor dimensão de 10 cm.	113
Figura 5.14: Caso 02 – pilar com menor dimensão de 09 cm.	114
Figura 5.15: Caso 02 – armadura exposta em pilar.	115
Figura 5.16: Caso 02 – viga com cobrimento irregular.	115

Figura 5.17: Caso 02 – planta de forma adaptada para o pavimento térreo.	119
Figura 5.18: Caso 02 – planta de forma adaptada para o primeiro pavimento.....	120
Figura 5.19: Caso 02 – planta de forma adaptada para o pavimento destinado ao reservatório.	121
Figura 5.20: Caso 02 – Modelagem 3D da edificação.....	123
Figura 5.21: Caso 02 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 1. ...	124
Figura 5.22: Caso 02 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 2. ...	124
Figura 5.23: Caso 02 – Gráfico da área de aço para viga V103 do 1º pavimento...	126
Figura 5.24: Caso 02 – Gráfico da área de aço para viga V108 do 1º pavimento...	126

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Características das classes do concreto.	35
Quadro 2.2: Propriedades mecânicas dos aços.	38
Quadro 2.3: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.	50
Quadro 2.4: Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.	51
Quadro 2.5: Demarcação de impacto para 9 pontos.	57
Quadro 2.6: Demarcação de impacto para 16 pontos.	58
Quadro 3.1: Modelo de tabela utilizada para obtenção do índice IE	69
Quadro 5.1: Obtenção do f_{ck} das vigas – Estudo de caso 01.	101
Quadro 5.2: Obtenção do f_{ck} dos pilares – Estudo de caso 01.	101
Quadro 5.3: Obtenção do f_{ck} das lajes – Estudo de caso 01.	102
Quadro 5.4: Obtenção do f_{ck} das vigas – Estudo de caso 02.	116
Quadro 5.5: Obtenção do f_{ck} dos pilares – Estudo de caso 02.	117
Quadro 5.6: Obtenção do f_{ck} das lajes – Estudo de caso 02.	117

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
f_c	Compressão simples do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
s	Desvio padrão de amostra
γ_c	Coefficiente de ponderação do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ctm}	Resistência característica média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica à tração inferior do concreto
$f_{ctk,sup}$	Resistência característica à tração superior do concreto
MPa	Megapascal
Kgf	Quilograma-força
Kn	Quilo-Newton
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
α_E	Valor adotado para rocha predominante na região
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto

CA	Aço para concreto armado
f_{yk}	Resistência característica do aço
f_{stk}	Limite de resistência característica do aço
ε	Alongamento na ruptura do aço
L_i, L_f	Comprimento inicial e final, respectivamente
ε_{yd}	Deformação específica de cálculo do aço
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço
E_s	Módulo de elasticidade do aço
γ_y	Coefficiente de ponderação do aço
CAA	Classe de agressividade ambiental
c_{nom}	Cobrimento nominal de concreto
$c_{mín}$	Cobrimento mínimo de concreto
Δ_c	Tolerância de execução do cobrimento
E.L.U	Estado limite último
E.L.S	Estado limite de serviço
γ_f	Coefficiente parcial de segurança
ψ_1, ψ_2	Combinações frequentes e quase permanentes
NLG	Não linearidade geométrica
γ_z	Parâmetro de estabilidade global
H_{tot}	Altura total da edificação

N_k	Esforço de compressão característico
$\Delta M_{tot,d}$	Variação do momento total
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento total
λ_1	Valor limite do índice esbeltez
γ_n	Coefficiente adicional para pilares e lajes
S_d	Solicitação de cálculo
R_d	Resistência de cálculo
W_0	Módulo de resistência da seção transversal do concreto
$M_{d,min}$	Momento fletor de cálculo mínimo
A_s	Área de aço
A_c	Área de concreto
$\emptyset$	Diâmetro de armaduras
k	Coefficiente de correção do índice esclerométrico
IE	Índice Esclerométrico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Contextualização.....	18
1.2	Objetivos	21
1.2.1	Objetivo geral.....	21
1.2.2	Objetivos específicos.....	21
1.3	Estrutura do trabalho.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1	Estruturas em concreto armado	23
2.2	Elementos estruturais básicos	25
2.3	Desempenho, vida útil e durabilidade	29
2.4	Parâmetros de projeto.....	31
2.4.1	Resistência a compressão do concreto	32
2.4.2	Resistência à tração do concreto.....	33
2.4.3	Escolha da resistência a compressão do concreto (f_{ck}).....	34
2.4.4	Módulo de elasticidade do concreto	35
2.4.5	Aços para concreto armado.....	36
2.4.6	Classe de agressividade ambiental (CAA)	38
2.4.7	Cobrimento nominal.....	40
2.4.8	Estados limites.....	41
2.4.9	Ações e combinações.....	42
2.4.10	Análise estrutural.....	45
2.4.11	Estabilidade global e local	46
2.4.12	Dimensões mínimas para os elementos de concreto armado	49
2.4.12.1	Vigas e vigas-parede.....	49

2.4.12.2	Pilares e pilares-parede.....	50
2.4.12.3	Lajes Maciças.....	50
2.4.12.4	Lajes nervuradas.....	51
2.4.12.5	Lajes pré-moldadas.....	52
2.4.13	Mecanismo de deterioração das estruturas em concreto armado.....	52
2.5	Princípios gerais de dimensionamento e verificação	53
2.5.1	Armaduras longitudinais máximas e mínimas de vigas	54
2.5.2	Armaduras longitudinais máximas e mínimas de pilares	55
2.6	Ensaio não destrutivo	55
2.6.1	Esclerometria.....	56
2.6.2	Pacômetria	58
2.7	Normas auxiliares	59
3	METODOLOGIA	61
3.1	Caracterização da pesquisa.....	61
3.2	Etapas da pesquisa.....	61
3.3	Amostra.....	63
3.4	Coleta de dados.....	63
3.4.1	Elaboração e aplicação de questionário	63
3.4.2	Levantamento “ <i>as built</i> ”	64
3.5	Projeto estrutural.....	71
4	ESTUDOS DE CASO.....	73
4.1	Estudo de caso 01	73
4.1.1	Análise da estrutura.....	77
4.1.1.1	Lajes	77
4.1.1.2	Vigas	78
4.1.1.3	Pilares	79

4.2	Estudo de caso 02	85
4.2.1	Análise da estrutura.....	88
4.2.1.1	Lajes	89
4.2.1.2	Vigas	90
4.2.1.3	Pilares	91
5	ANÁLISES DOS RESULTADOS.....	95
5.1	Estudo de caso 01 – Resultados obtidos.....	96
5.1.1	Estudo de caso 01 – Projeto estrutural.....	103
5.1.2	Estudo de caso 01 – Análise dos resultados expressos pelo <i>Cypecad</i> 108	
5.2	Estudo de caso 02 – Resultados obtidos.....	112
5.2.1	Estudo de caso 02 – Projeto estrutural.....	118
5.2.2	Estudo de caso 02 – Análise dos resultados expressos pelo <i>Cypecad</i> 124	
6	CONCLUSÃO	128
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	130
	APÊNDICE A	135
	APÊNDICE B	139
	APÊNDICE C	152
	ANEXO I.....	154

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Na história da construção civil, as inovações dos materiais e técnicas para execução das edificações são constantemente reajustadas para proporcionar melhor desempenho. Com o desenvolvimento e o conhecimento mais aprofundado do concreto armado e dos métodos de execução e de cálculo, as estruturas passaram a ser projetadas com margem de segurança adequada seguindo os padrões estabelecidos por norma. Entretanto, mesmo com tal importância, é muito comum encontrar edificações executadas sem o auxílio de projeto estrutural.

A adoção de um conjunto de decisões e procedimentos na concepção de uma estrutura duradoura, garantem que a estrutura em si e os materiais que a compõem possuam um desenvolvimento satisfatório ao longo de toda sua vida útil (SOUZA; RIPPER, 2009). Pensando nisso, um projeto estrutural é elaborado para que sejam atendidas todas as necessidades para as quais a edificação foi construída, satisfazendo questões como segurança, estabilidade e aptidão em serviço, onde o resultado final consiste na especificação de uma estrutura de forma completa, que abrange todos os seus aspectos gerais, tais como locação e todos os detalhes necessários para que seja executada (MARTHA, 2017).

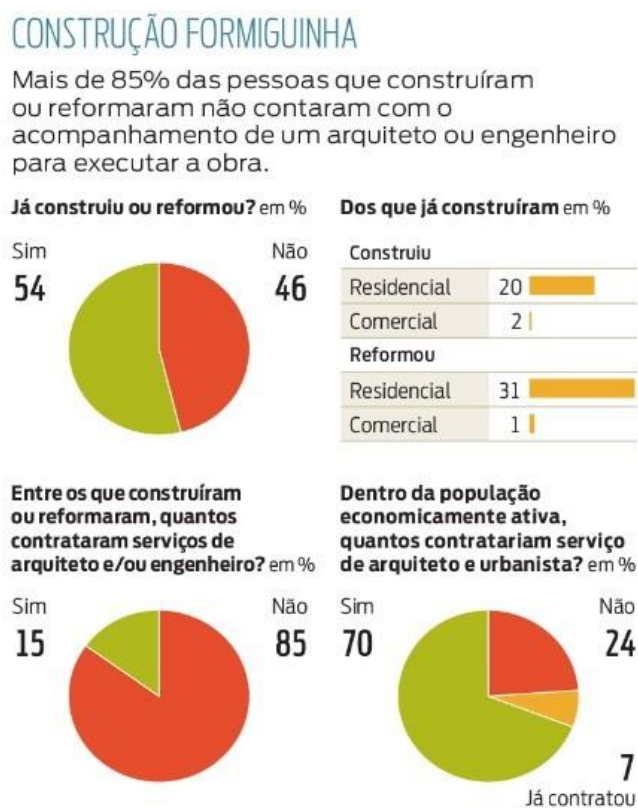
Uma edificação carente de projeto estrutural reflete apenas o conhecimento acumulado pela experiência de quem a constrói. Tal profissional não técnico incorre em negligências por não conhecer todos os pré-requisitos que tornam a construção segura, estável e duradoura, tais como os estados limites de serviço: vibrações excessivas e aberturas de fissuras – aspectos que comprometem o desempenho da edificação levando desconforto ao usuário. Segundo Graziano (2005), a segurança da estrutura está correlacionada diretamente com a capacidade da estrutura em suportar ações sem sofrer grandes deformações, ou entrar em colapso.

No Brasil, grande parte das obras não segue um projeto estrutural, mas sim as “dicas” do próprio pedreiro/empreiteiro que, por confiar em seu conhecimento empírico, acaba muitas vezes ignorando as inovações tecnológicas e a evolução da engenharia. O uso dessas técnicas empíricas implica em um sub ou

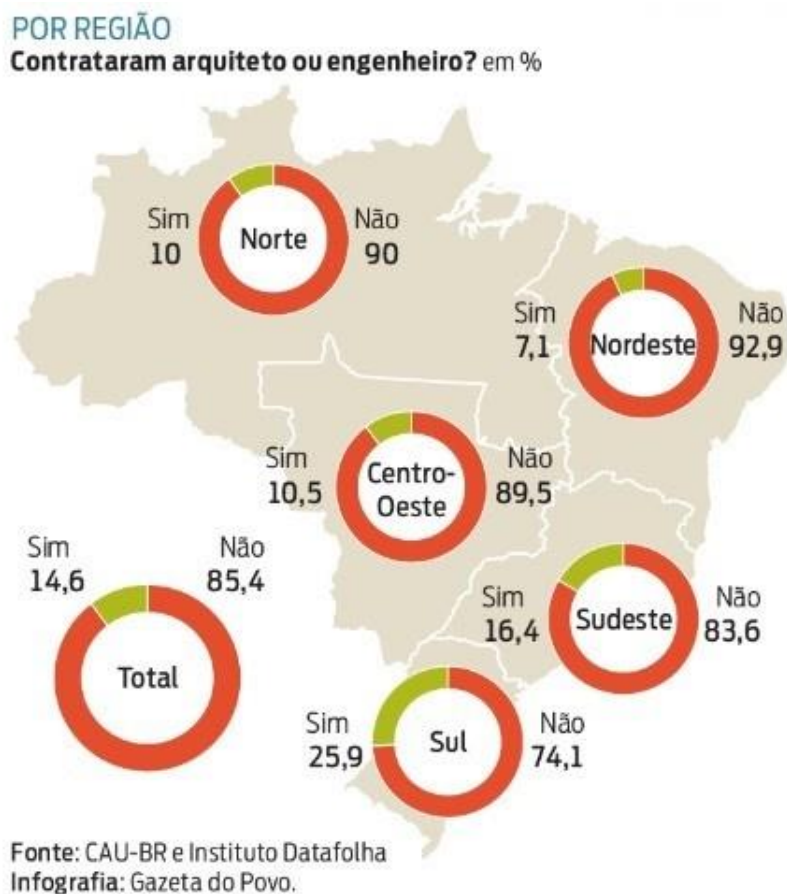
superdimensionamento das estruturas, ou seja, em alguns casos as estruturas serão menores que o necessário, apresentando um risco elevado quanto ao uso, enquanto que em outras situações as estruturas serão maiores que o recomendado, utilizando materiais acima do necessário para atender ao uso.

É válido destacar que Abdalla (2015) em reportagem para o jornal Gazeta do Povo apresentou resultados levantados pelo Instituto Datafolha, onde concluiu-se que entre os 54% da população economicamente ativa que foi analisada e que já disseram ter construído ou reformado, mais de 85% não possuía qualquer acompanhamento de profissional habilitado no processo de execução (Figuras 1.1 e 1.2). Além de desrespeitar a legislação vigente, que prevê a presença de um responsável técnico na obra, essa atitude pode depor contra a qualidade da edificação em aspectos relacionados à estrutura, visto que não apresentaria projeto estrutural, conforto e até à sustentabilidade das edificações, considerando que o profissional é capacitado para projetar a edificação de forma assertiva, atendendo às normas de desempenho e padrões mínimos de habitabilidade.

Figura 1.1: Resultados gerais da pesquisa.



Fonte: Instituto Datafolha (2015).

Figura 1.2: Resultados regionais da pesquisa.

Fonte: Instituto Datafolha (2015).

Dessa forma, o presente trabalho se justifica por destacar a importância de se ter um projeto estrutural na concepção de uma edificação, identificando as principais técnicas empregadas e os resultados obtidos em edificações sem o projeto, de modo a avaliar suas condições estruturais. Vale ressaltar a originalidade do tema pesquisado, haja vista, que até o presente momento, com buscas iniciais pela informação inerente ao tema, nenhum com destaque a análise estrutural de edificações sem projeto.

Por consequência do contexto apresentado, o estudo propõe a análise da superestrutura de edificações que foram executadas sem o projeto estrutural, por meio de visitas técnicas, levantamento de dados e ensaios não destrutivos, evidenciando suas principais falhas e vícios construtivos, em comparação com as exigências da ABNT NBR 6118: 2014 “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Fazer o levantamento e a análise da superestrutura (lajes, vigas e pilares) de edificações que foram executadas sem o auxílio de projeto estrutural em comparação com os parâmetros de dimensão mínima dos elementos, cobrimento e detalhamento das armaduras, e resistência à compressão do concreto, exigidos pela ABNT NBR 6118: 2014.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar e visitar, através de aplicação de questionário, edificações situadas na microrregião de Caratinga – MG que foram executadas sem projeto estrutural;
- Selecionar as duas edificações que apresentarem maior relevância para a pesquisa e identificar através de inspeções como foram executados os elementos que compõem a superestrutura dessas edificações;
- Fazer o projeto “*as built*” da superestrutura das duas edificações selecionadas, e analisa-los sob as diretrizes normativas da ABNT NBR 6118:2014;
- Elaborar o projeto estrutural adequado das edificações analisadas e apresentar os resultados comparando-os com a estrutura executada.

1.3 Estrutura do trabalho

Capítulo 1. Trata-se do capítulo introdutório onde se apresenta o tema e a problematização do estudo. Contém a contextualização, objetivos e a estrutura do trabalho de conclusão de curso.

Capítulo 2. Aborda-se neste capítulo toda a fundamentação do trabalho, os principais conceitos referentes as construções de concreto armado, destacando os elementos que compõe este tipo de estrutura. Os critérios, parâmetros e recomendações contidos na ABNT NBR 6118:2014, bem como os ensaios não destrutivos utilizados, também serão expostos nesse capítulo.

Capítulo 3. Neste capítulo será exposto todo o procedimento metodológico adotado para a elaboração e execução da prática do trabalho, detalhando os procedimentos utilizados nas visitas às obras.

Capítulo 4. Neste capítulo é apresentado o estudo de caso das edificações em pesquisa. Serão expostos o projeto arquitetônico e o levantamento “*as built*” da estrutura das edificações analisadas.

Capítulo 5. Neste capítulo é exposto e apresentado os resultados das análises obtidas no estudo de caso. Especificando as principais divergências encontradas nas edificações concebidas sem o projeto estrutural. Após as análises será apresentado um projeto estrutural observando os critérios, parâmetros e recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014. Este projeto elaborado manterá o mesmo arranjo arquitetônico das edificações e o mesmo posicionamento dos elementos estruturais.

Capítulo 6. Este capítulo é reservado às conclusões e considerações finais deste trabalho.

Capítulo 7. Capítulo destinado a apresentação do referencial bibliográfico.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estruturas em concreto armado

Parte fundamental da engenharia, a Engenharia Estrutural refere-se ao planejamento, projeto, construção e manutenção de sistemas estruturais para habitação, trabalho e lazer. Uma estrutura pode ser idealizada como um empreendimento por si próprio, como no caso de pontes e estádios de futebol, ou pode ser usada como o esqueleto de outro empreendimento, como no caso de edifícios e teatros. As estruturas podem ser projetadas e construídas em aço, concreto, madeira, pedra, materiais não convencionais (materiais que utilizam fibras vegetais, por exemplo), ou novos materiais sintéticos (plásticos, por exemplo). Ela deve resistir a ventos fortes, a solicitações que são impostas durante a sua vida útil e, em muitas partes do mundo, a terremotos (MARTHA, 2017).

Atualmente, são comumente utilizados três tipos básicos de estrutura: estrutura de madeira, estrutura metálica e estrutura de concreto armado, sendo essa última a mais difundida no mercado. O tipo de estrutura e cálculo utilizados devem ser atribuídos por especialistas – profissionais aptos a oferecer soluções técnica e economicamente válidas.

Como já dito, as estruturas de concreto armado são as mais utilizadas no campo da engenharia civil, estando presente na maior parte dos países do mundo, e caracterizando-se pela estrutura preponderante no Brasil. Comparada com as estruturas de outros materiais, a disponibilidade dos materiais que constituem o concreto armado e sua facilidade de aplicação, explicam a larga utilização desse tipo de estrutura nas diversas modalidades de construção (BASTOS, 2014).

O concreto é a combinação de cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita). Como forma de otimizar algumas propriedades básicas do concreto, aditivos e adições químicas também podem ser acrescentados à mistura. Com proporções cuidadosas dos materiais é possível alcançar diferentes características desejáveis do concreto, tanto em seu estado fresco quanto no estado endurecido (BASTOS, 2014).

O cimento e a água juntos formam uma pasta, que é responsável por envolver os grãos dos agregados preenchendo os vazios e unindo-os, tornando essa pasta uma massa compacta e com boa trabalhabilidade. O concreto fresco, resultado dessa mistura, é um material consistente e com boa plasticidade que possibilita sua moldagem em fôrma. Através dessa hidratação do cimento, o concreto endurece gradativamente no decorrer do tempo (SOUZA JÚNIOR, 2015).

Ainda segundo Souza Júnior (2015) o que distingue o concreto dos demais materiais é sua elevada resistência à compressão. Entretanto, mesmo possuindo grande resistência à compressão, o concreto não apresenta o mesmo desempenho se submetido à tração, correspondendo aproximadamente 10% da resistência à compressão.

Como forma de compensar essa deficiência é acrescentado barras de aço junto ao concreto, sendo essas responsáveis por resistir aos esforços de tração, flexão e torção nos elementos estruturais (CABRERA, 2014).

Assim, esses dois materiais, aço e concreto, quando juntos formam o elemento conhecido como concreto armado (Figura 2.1), onde essa união só é possível devido às forças de aderência que garantem o trabalho conjunto entre o aço e o concreto, o fator dos coeficientes de dilatação térmica de ambos serem muito semelhantes, e também o fato de o concreto servir como proteção para o aço quando este é submetido às ações de oxidação, proporcionando maior durabilidade para as estruturas (SOUZA JÚNIOR, 2015).

Figura 2.1: Concreto armado.

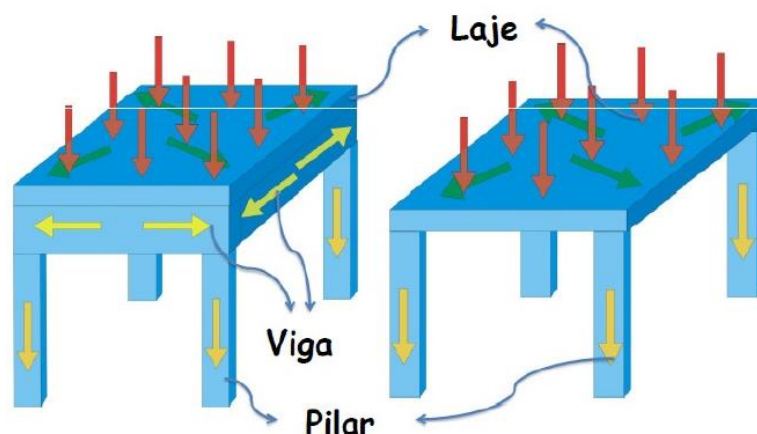


Fonte: Cherem (2016).

2.2 Elementos estruturais básicos

Em uma edificação de concreto armado os conceitos de equilíbrio e transmissão de carga devem ser observados de forma a entender o funcionamento das estruturas em geral. As estruturas na construção civil devem proporcionar estabilidade, de modo que seu equilíbrio seja estático, caracterizado por sua imobilidade. Para a transmissão dos esforços, os elementos estruturais trabalham em conjunto para que as tensões possam caminhar ao longo dos elementos até a fundação, como mostra a Figura 2.2. Sendo os elementos básicos responsáveis por esta transmissão de esforços: vigas, pilares e lajes (GRAZIANO, 2005).

Figura 2.2: Caminho das cargas na estrutura.



Fonte: Portela (2012).

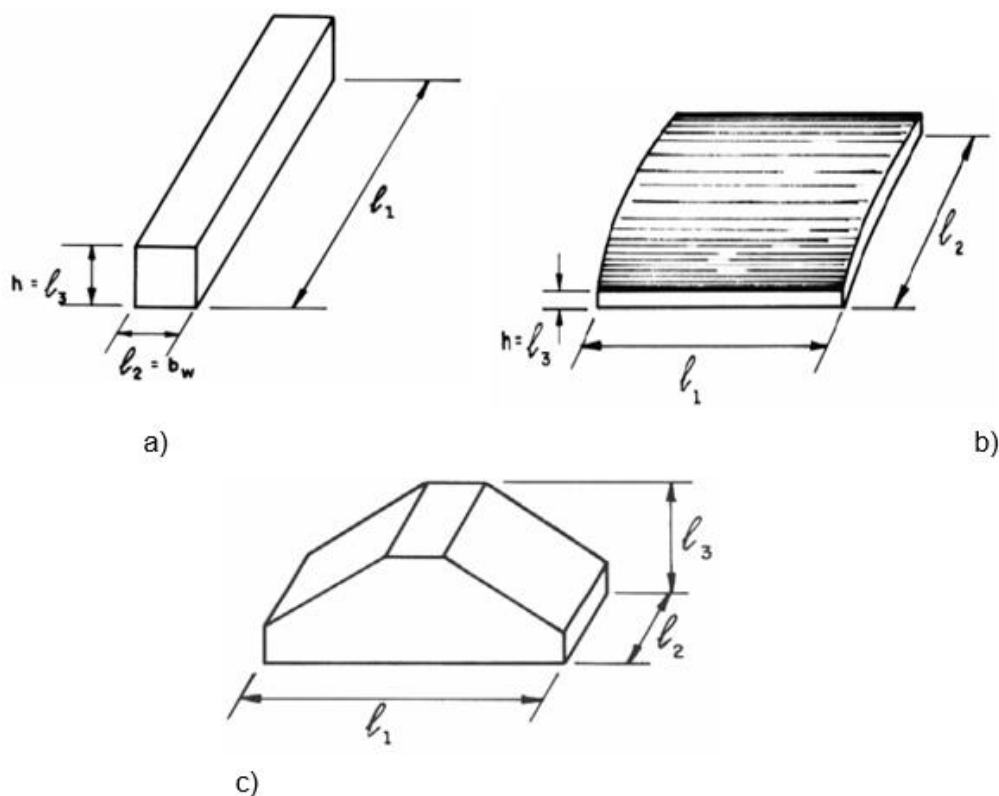
A forma como esses elementos estruturais são posicionados deve atender rigorosamente o que é previsto no projeto estrutural, de modo a garantir a segurança para a estrutura. Para posicionar esses elementos corretamente é preciso conhecê-los e conhecer seu comportamento, o que torna necessário classificá-los.

A norma ABNT NBR 6118:2014 apresenta essa classificação dos elementos estruturais (Figura 2.3) com base na geometria e nas dimensões, e também as principais características mais importantes e comuns nas edificações em concreto armado. A classificação dos elementos estruturais segundo a sua geometria se faz

comparando a ordem de grandeza das três dimensões principais do elemento (comprimento, altura e espessura). São eles:

- I. Elementos lineares: São aqueles onde o comprimento longitudinal é maior em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal (ABNT NBR 6118:2014, item 14.4.1), chamados “barras”. Os exemplos mais comuns são as vigas e os pilares;
- II. Elementos bidimensionais: São também chamados “elementos de superfície”. São aqueles onde a espessura é pequena comparada ao comprimento e a largura (ABNT NBR 6118:2014, item 14.4.2). Os exemplos mais comuns são as lajes e as paredes, como de reservatórios;
- III. Elementos tridimensionais: São os elementos onde as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza, os elementos de volume (ABNT NBR 6118: 2014). São exemplos mais comuns os blocos e sapatas de fundação, os consolos, etc.

Figura 2.3: Classificação dos elementos estruturais.



Fonte: Giongo (2007 apud Fusco, 1976, p.03).

O sistema estrutural pode ser dividido em dois: superestrutura e fundação. A superestrutura é composta por lajes, vigas e pilares, enquanto que os elementos de fundação podem ser sapatas, estacas, tubulões, radier, etc. O dimensionamento da superestrutura é feito em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014 e os elementos de fundação com a ABNT NBR 6110:2010.

As lajes (Figura 2.4) são elementos planos e laminares expostos a maior parte das ações aplicadas numa construção, como de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de carga que podem existir em função da finalidade arquitetônica do espaço físico das quais fazem parte, de acordo com a direção normal a seu plano, e podendo ser divididas em: distribuídas na área (peso próprio, revestimento de piso, etc.), distribuídas linearmente (paredes) ou forças concentradas (pilar apoiado sobre a laje). Suas ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares. São preponderante flexionadas e classificadas conforme as direções que estas flexões ocorrem. Alguns dos tipos mais comuns de lajes são: maciça, pré-fabricada, nervurada, lisa e cogumelo (BASTOS, 2006).

Figura 2.4: Laje pré-moldada.



Fonte: Bastos (2006).

As vigas (Figura 2.5) são comumente dispostas na posição horizontal, podendo ter inclinação, sendo predominantemente solicitadas à flexão. Sua função é receber as ações das lajes, paredes, outras vigas e em alguns casos pilares, vencendo vãos e transmitindo essas ações para os apoios. Possui geometria que mantém relação direta entre vão teórico e altura. Esse elemento trabalha com carregamentos agindo principalmente na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal, de forma concentrada ou distribuída, sendo expostas a forças normais de compressão e de tração (GRAZIANO, 2005).

Figura 2.5: Vigas de concreto armado.



Fonte: Bastos (2006).

Já os pilares (Figura 2.6) são elementos que trabalham principalmente os esforços de compressão, e são normalmente dispostos na posição vertical. Tem função de suporte das vigas e lajes, e responsável por conduzir as cargas atuantes até a fundação. Portanto, é incontestável a importância do componente para o equilíbrio da construção (GRAZIANO, 2005).

Figura 2.6: Pilares de concreto armado.



Fonte: Bastos (2006).

2.3 Desempenho, vida útil e durabilidade

Entende-se por vida útil o tempo em que a estrutura atende aos requisitos de desempenho do projeto sem a necessidade de realização de grandes manutenções e reparos (CABRERA, 2014). A adoção de um conjunto de decisões e procedimentos na concepção de uma estrutura duradoura, garantem que a estrutura em si e aos materiais que a compõem possuam um desenvolvimento satisfatório ao longo de toda sua vida útil (SOUZA; RIPPER, 2009).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, esse desenvolvimento satisfatório está associado a integridade dessa estrutura durante seu período de vida útil. Estas estruturas, detalhadas pelo projeto estrutural, devem apresentar obrigatoriamente três requisitos quando se refere a qualidade, como indica a norma supracitada:

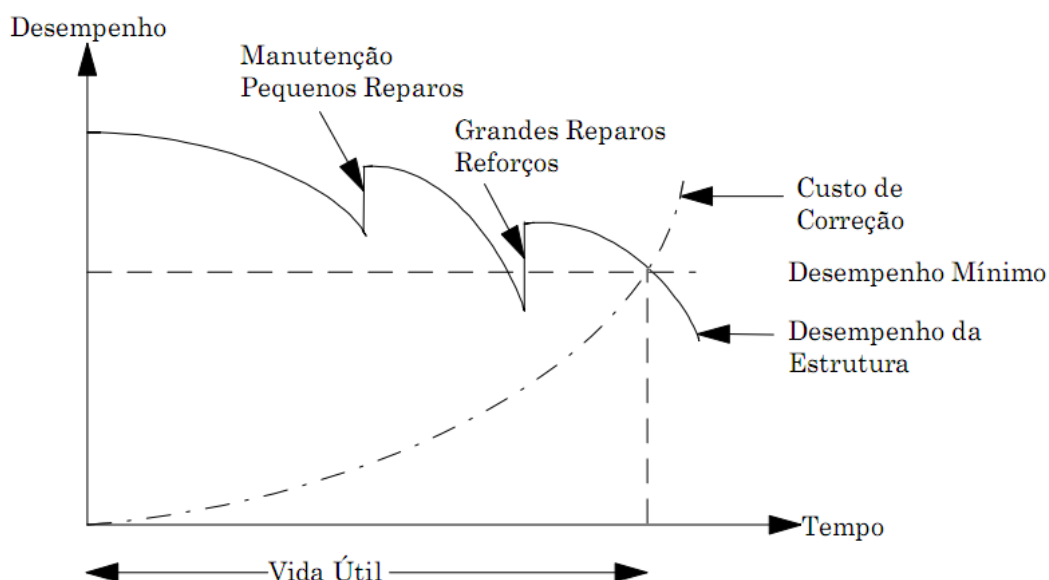
- I. Capacidade resistente: capacidade de suporte das ações previstas que possam ocorrer na construção, respeitando a margem de segurança contra a ruína e a ruptura;

- II. Desempenho em Serviço: capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- III. Durabilidade: consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Os parâmetros de durabilidade dependem diretamente das características do concreto, do cobrimento de proteção da armadura e da relação água/cimento, buscando evitar a não deterioração precoce da estrutura (CARDOSO, 2013).

Então um material, ou elemento estrutural, chegou ao fim de sua vida útil quando suas propriedades resistentes se deterioram de forma significativa, de maneira que a persistência na continuação de seu uso seja considerada antieconômica e insegura. A durabilidade de uma estrutura pode ser ilustrada pelo gráfico de desempenho versus tempo, apresentado na Figura 2.7 (ANDRADE, 1997).

Figura 2.7: Fases do desempenho de uma estrutura durante sua vida útil.



Fonte: Andrade (1997).

Na Figura 2.7, é possível verificar que a funcionalidade da estrutura é afetada no decorrer de sua utilização, podendo ser recuperada através de pequenos reparos

ou reforços. É possível notar também que os custos destas intervenções evoluem significativamente com relação direta a amplitude dos danos.

2.4 Parâmetros de projeto

O projeto estrutural é essencial quando se pensa na segurança do que será construído, pois parte de uma concepção geral da estrutura e termina com a documentação que possibilita a sua construção, visando adaptar o projeto arquitetônico ao sistema estrutural mais adequado.

O cálculo e a execução de um projeto estrutural devem ser atribuídos a um engenheiro civil, profissional apto a oferecer soluções técnica e economicamente viáveis. Sendo assim, é elaborado um projeto estrutural de forma que sejam atendidas todas as necessidades para as quais a edificação foi construída, satisfazendo questões como: segurança, condições de utilização, condições econômicas, estética, questões ambientais, condições construtivas e requisitos legais. O resultado final do projeto estrutural consiste na especificação de uma estrutura de forma completa (Figura 2.8), abrangendo todos os seus aspectos gerais, tais como locação e todos os detalhes para que seja executada (MARTHA, 2017).

Figura 2.8: Estrutura de concreto armado.



Fonte: Disponível em <www.blogdaengenhariacivil.wordpress.com>

Desta sorte, são estabelecidas pelo profissional, de acordo com as solicitações a que estará submetida a edificação, entre outras as dimensões e posicionamento dos pilares, vigas e lajes, e também as armaduras e as características do concreto a ser utilizado nas estruturas (EDIFIQUE, 2011).

Entre as etapas do projeto estrutural está a previsão do comportamento da estrutura, podendo ser explícito por diversos parâmetros, tais como pelos campos de tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. Essa importante etapa é a análise estrutural, que consiste na escolha dos modelos teóricos que devem representar de forma adequada a estrutura real, e do tipo de análise, com relação ao comportamento dos materiais. De uma maneira geral, a análise estrutural tem como objetivo a determinação de esforços internos e externos (cargas e reações de apoio), e das correspondentes tensões, bem como a determinação dos deslocamentos e deformações da estrutura que está sendo projetada. Essa análise deve ser feita para prováveis estágios de carregamentos e solicitações determinados previamente com o objetivo de efetuar verificações nos estados limites últimos e de serviço (FONTES; PINHEIRO, 2006).

Então, é de extrema importância e necessário a elaboração do projeto estrutural por profissionais especializados, que seguindo todas as exigências das normas da ABNT não permitem improvisações e sim procedimentos rígidos dentro dos limites aceitáveis da Engenharia, que asseguram a correta execução, sendo que tudo é projetado e dimensionado conforme a utilização do empreendimento, garantindo sua sustentação e inúmeros benefícios.

2.4.1 Resistência a compressão do concreto

A resistência a compressão simples (f_c) é a principal característica do concreto. Ela é obtida por meio de ensaios em corpos de provas cilíndricos normatizados pela ABNT NBR 5738:2008 e ABNT NBR 5739:2007. Os corpos de prova são moldados com concreto fresco no local da obra, após 24h são levados para laboratório onde ficam mais 27 dias em uma câmara úmida ou submerso em água. Após os 28 dias de cura, os corpos de prova são rompidos em prensa e então anota-se a força que gerou o seu rompimento (BOTELHO; MARCHETTI, 2015). Em

seguida faz-se uma média aritmética simples destes valores encontrando a resistência a compressão média (f_{cm}), que juntamente com o desvio padrão da amostra (s) encontre-se a resistência a compressão característica do concreto (f_{ck}) pela equação (2.1):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot s \quad (2.1)$$

Na prática o valor do f_{ck} a ser utilizado no dimensionamento deve ser definido previamente no projeto estrutural, e cabe ao engenheiro responsável pela execução efetuar os ensaios e comprovar a resistência adequada.

Como forma de segurança é aplicado ao f_{ck} um coeficiente de ponderação do concreto (γ_c) (item 12.4, ABNT NBR 6118:2014) como forma de considerar a não conformidade dos materiais acarretando em uma minoração de seus valores originais. A resistência à compressão de cálculo do concreto (f_{cd}) é obtida pela equação (2.2):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

2.4.2 Resistência à tração do concreto

Como já dito anteriormente, o concreto possui baixa resistência à tração podendo ser desprezada nos cálculos que envolvem tração. Existem três tipos de ensaios a tração: flexo-tração, tração pura e compressão diametral, sendo este último o mais comum no Brasil. O ensaio a tração é de grande importância na capacidade resistente da peça quando envolve os esforços cortantes e fissuração (CARDOSO, 2013).

A ABNT NBR 6118:2014 admite que, na falta de ensaios o f_{ctm} pode ser utilizado para que se obtenha o $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ para concretos até 50 MPa, pelas equações (2.3), (2.4) e (2.5) a seguir:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.3)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (2.5)$$

Onde:

f_{ctm} : Resistencia característica média à tração do concreto (MPa);

$f_{ctk,inf}$: Resistencia característica à tração inferior do concreto (MPa);

$f_{ctk,sup}$: Resistencia característica à tração superior do concreto (MPa);

2.4.3 Escolha da resistência a compressão do concreto (f_{ck})

Uma estrutura convencional de concreto armado deve ser dimensionada utilizando um único valor de f_{ck} para lajes, vigas e pilares. A ABNT NBR 6118:2014 fixa o $f_{ck} = 200 \text{ Kgf/cm}^2$ (20 MPa) como o f_{ck} mínimo para ser usado como resistência estrutural.

Segundo Botelho e Marchetti (2015), as classes de concreto mais usuais são:

- I. Menor que C15: concreto não estrutural;
- II. C15: Utilizado só para obras provisórias;
- III. C20: Mínimo para estruturas de concreto armado, incluindo fundações;
- IV. C25 a C30: Para estruturas de concreto armado correntes.

O quadro 2.1 apresenta as características do concreto, relacionando as classes com as resistências.

Quadro 2.1: Características das classes do concreto.

CARACTERÍSTICAS DAS CLASSES DO CONCRETO					
Concreto	Fck (MPa)	Fcd (MPa)	Fctm (MPa)	Fctk,inf (MPa)	Fctk,sup (MPa)
C15	15	10,71	1,82	1,27	2,37
C20	20	14,29	2,21	1,55	2,87
C25	25	17,86	2,56	1,80	3,33
C30	30	21,43	2,90	2,03	3,77

Fonte: Os autores.

2.4.4 Módulo de elasticidade do concreto

O módulo de elasticidade é um parâmetro relativo a tensão do concreto quando submetido as ações de tensões. Ele é obtido através de um diagrama tensão versus deformação (Figura 2.9), no ensaio de compressão centrada. O módulo de deformação tangencial inicial do concreto (E_{ci}) é obtido pelo ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522:2008 considerando o resultado aos 28 dias de idade (SANTOS, 2014).

A ABNT NBR 6118:2014 permite, quando não forem realizados os ensaios, estimar o valor do módulo de elasticidade usando as expressões (2.6) e (2.7):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.6)$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (2.7)$$

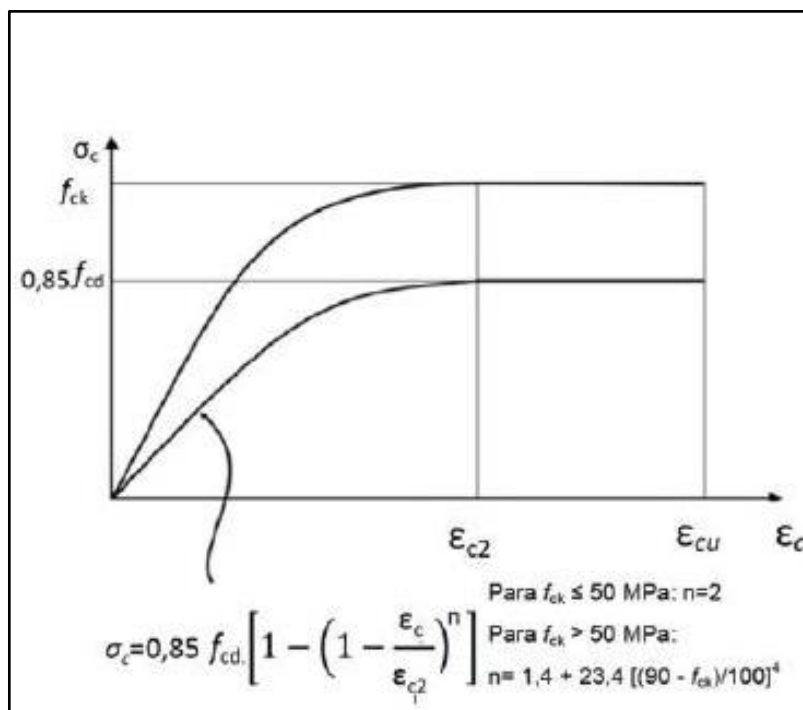
Onde:

E_{ci} = módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto;

$\alpha_E = 1,0$ para gnaisse (rocha predominante na região).

Figura 2.9: Diagrama de tensão versus deformação do concreto.



Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118/2014.

2.4.5 Aços para concreto armado

Como forma de compensar a baixa resistência a tração do concreto, o aço é utilizado principalmente com a função de resistir estes esforços. Os aços utilizados no concreto armado são: CA 25, CA 50, CA 60 – o prefixo “CA” significa aço para concreto armado e o número indica a tensão de escoamento do aço em KN/cm² (CARDOSO, 2013).

Ainda segundo Cardoso (2013), as características mecânicas mais importantes obtidas nos ensaios de tração, são: resistência característica (f_{yk}) que representa a tensão máxima que o elemento suporta sem sofrer deformações permanentes, limite de resistência (f_{stk}) que é a força máxima suportada pelo aço e o alongamento na ruptura (ϵ) que é o aumento do comprimento do corpo de prova correspondente a ruptura, expresso na equação (2.8):

$$\varepsilon = \frac{L_f - L_i}{L_i} \quad (2.8)$$

Onde:

L_f = comprimento final;

L_i = comprimento inicial;

ε = alongamento na ruptura.

Para se obter a deformação específica de cálculo (ε_{yd}) onde o aço já apresenta patamar de escoamento definido, utiliza-se as seguintes expressões (2.9) e (2.10):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.9)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} \quad (2.10)$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa determinado pela ABNT NBR 6118:2014);

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço;

γ_y = coeficiente de ponderação (1,15 determinado pela ABNT NBR 6118:2014).

O quadro 2.2 apresenta algumas propriedades mecânicas do aço:

Quadro 2.2: Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	Fyk (MPa)	Fyd (MPa)	ε_{yd} (MPa)	$\xi = x/d$
CA 25	250	217	0,104	0,7709
CA 50	500	435	0,207	0,6283
CA 60	600	522	0,248	0,5900

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

2.4.6 Classe de agressividade ambiental (CAA)

Cardoso (2013), considerada a classe de agressividade ambiental (CAA) um dos fatores mais importantes no dimensionamento de estruturas de concreto armado, uma vez que a corrosão de armaduras interfere diretamente na vida útil da estrutura.

O item 6.4 da ABNT NBR 6118:2014 define que a classe de agressividade ambiental está relacionada com fatores químicos e físicos atuantes nas estruturas de concreto. Através do tipo de ambiente que a estrutura se localiza, é possível definir em qual classe de agressividade ambiental a edificação está exposta. Como mostra o quadro da figura 2.10.

O item 6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece que o projetista da estrutura, conhecendo os dados relativos ao meio ambiente em que a edificação se encontra, deve determinar a CAA mais adequada a ser utilizada em seu dimensionamento. Porém, quando o projetista se encontra na dúvida quanto a classificação do ambiente em que a edificação está, deve-se optar pela pior situação de modo a preservar a segurança da estrutura.

Figura 2.10: Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1) 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1) 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1) 2)} Respingo de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (classe anterior) 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).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (classe anterior) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papes, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 6.1).

A norma analisada ainda cita que a durabilidade das estruturas depende diretamente das características do concreto utilizado, bem como da qualidade e da espessura adotada no cobrimento da armadura.

Definida a CAA é possível estipular limites na qualidade do concreto de acordo com a relação água/cimento e a resistência à compressão, como mostra o quadro da figura 2.11.

Figura 2.11: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 7.1).

A alta relação água/cimento em um concreto o torna menos resistente se comparado com outro concreto de relação água/cimento menor. E também, o volume de água utilizado na fabricação de concreto interfere diretamente na quantidade de poros, uma vez que toda água desnecessária para hidratação do cimento sai e este espaço antes ocupado por ela fica vazio (CABRERA, 2014).

2.4.7 Cobrimento nominal

O cobrimento tem como objetivo proteger a armadura do elemento estrutural dos agentes agressores externos, principalmente a corrosão. Este cobrimento é determinado observando a classe de agressividade ambiental que a edificação está exposta (FREITAS; FREITAS, 2015).

A ABNT NBR 6118:2014 determina que o projeto estrutural deve respeitar o cobrimento nominal (C_{nom}), que consiste no cobrimento mínimo (C_{min}) somado a uma tolerância de execução (Δ_c). Nas obras correntes esse valor de (Δ_c) deve ser maior ou igual a 10 mm, exceto quando for feito um controle de qualidade adequado quando se pode adotar esse valor como 5 mm. Nas faces superiores das lajes e vigas o cobrimento nominal adotado deve ser maior ou igual a 1,5 cm, uma vez que serão revestidas com contra pisos e pisos cerâmicos.

Para projetar a estrutura deve ser respeitado o cobrimento nominal conforme o quadro da figura 2.12 a seguir:

Figura 2.12: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta C = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, por causa dos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ 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 tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos, e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por valores nominais dados por: $c_{nom} \geq \phi$ barra, $c_{nom} \geq \phi$ feixe = ϕ_n = $\phi \sqrt{n}$ e $c_{nom} \geq 0,5 \phi$ bainha, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (tabela 7.2).

2.4.8 Estados limites

Uma estrutura atinge o seu estado limite, quando esta não atende os critérios de qualidade e não satisfaz as condições previstas para seu uso. Quando se estuda os elementos deve-se verificar o desempenho através de dois estados limites: Estado Limite Ultimo (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). É caracterizado ELU qualquer forma de colapso ou ruína estrutural que ocasione a paralização total ou parcial do uso da edificação, enquanto o ELS está relacionado a durabilidade da estrutura, aparência, conforto do usuário e boa funcionalidade (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2016).

A estrutura é considerada segura se a resistência calculada for maior que as solicitações nos dois estados limites, onde já é considerada uma margem de segurança adequada para seu dimensionamento (SANTOS, 2014).

O item 10.3 da ABNT NBR 6118:2014 apresenta os estados limites últimos que devem ser verificados:

- I. Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- II. Esgotamento da capacidade resistente da estrutura;

- III. Instabilidade devido as solicitações mecânicas;
- IV. Colapso progressivo (fadiga).

No item 3.2 da ABNT NBR 6118:2014 são apresentados os estados limites de serviço que devem ser verificados:

- I. Formação e abertura de fissuras, comprometendo a estética e a durabilidade;
- II. Deformação excessiva, comprometendo o uso e gerando desconforto ao usuário;
- III. Vibrações excessiva, gerando danos e desconforto ao usuário.

2.4.9 Ações e combinações

A ABNT NBR 8681:2003 define ações nas estruturas de concreto como qualquer influência, ou conjunto de influências, capazes de produzir estados de tensão e deformação. Ainda de acordo com a norma supracitada, elas são divididas em três grupos:

- I. Permanentes: possuem valores constantes e podem ocorrer durante toda vida da edificação;
- II. Variáveis: variam de acordo com o tempo, temperatura e ações dinâmicas;
- III. Excepcionais: acontecem raramente no decorrer da vida útil da edificação.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece valores característicos de majoração para as ações de cálculos através de coeficientes parciais de segurança γ_f para cada estado limite. São obtidos através da expressão (2.11):

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2.11)$$

Onde:

γ_{f1} = variabilidade das ações;

γ_{f2} = simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} = possíveis desvios gerados nas construções e arredondamentos feitos no projeto.

Os valores de majoração e minoração encontram-se nos quadros ilustrados nas figuras 2.13 e 2.14 a seguir:

Figura 2.13: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$.

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

Onde: D é desfavorável, F é favorável, G é geral, T é temporária.
 1) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 11.1).

Figura 2.14: Coeficiente γ_{f2} .

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 11.2).

No estado limite último, pode ser considerado $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ e para o estado limite de serviço adota-se $\gamma_f = \gamma_{f2}$, em que: $\gamma_{f1} = 1$ para combinações raras; $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes; $\gamma_{f3} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

É necessário fazer as combinações das ações para determinar os efeitos mais desfavoráveis atuantes na estrutura, de forma a verificar nos estados limites últimos e de serviço. Os quadros apresentados nas figuras 2.15 e 2.16 representam possíveis formas de combinações:

Figura 2.15: Combinações últimas.

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k,max}$ e $P_{k,min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ²⁾		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$
Excepcionais ²⁾		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$
Onde: F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última ; F_{gk} representa as ações permanentes diretas F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk} F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal $\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$ - ver Tabela 4 ; ψ_{oj}, ψ_{oe} - ver Tabela 5 F_{id} representa as ações estabilizantes ; F_{nd} representa as ações não estabilizantes G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante R_d é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$ Q_{nk} é o valor característico das ações variáveis instabilizantes Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal $\psi_{oj} Q_{jk}$ são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido $Q_{s,min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante 1) No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas. 2) Quando F_{g1k} ou F_{g1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa ψ_{oj} pode ser substituído por ψ_{2i}.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 11.3).

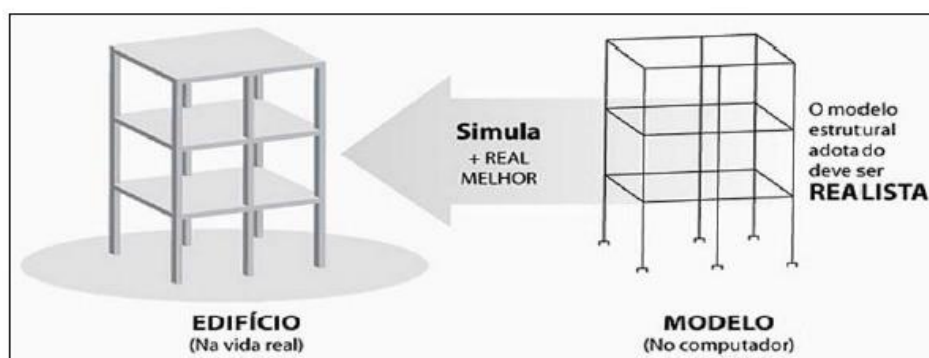
Figura 2.16: Combinações de serviço.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase-permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} = valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 = fator de redução de combinação freqüente para ELS; ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Tabela 11.4).

2.4.10 Análise estrutural

Para que a análise estrutural de uma edificação seja realizada é importante se basear em um modelo estrutural que contenha todas as hipóteses físicas necessárias e condizentes com a estrutura real. Dessa forma quando uma estrutura é simulada por meio deste modelo estrutural (Figura 2.17), as ações e a verificação dos estados limites expressas pela análise estrutural indicam um resultado condizente com a realidade a ser executada (KIMURA, 2007).

Figura 2.17: Modelo estrutural.

Fonte: Kimura (2007).

Esses modelos estruturais podem ser dispostos de diferentes maneiras na estrutura, gerando diferentes solicitações nos elementos estruturais. Eles influenciam também na análise da estabilidade global de uma edificação, pois a utilização de modelos mais simples, o levantamento dos parâmetros não é possível e a análise não é expressa, como no caso da ação do vento, ou seja, quando surgem os efeitos globais de segunda ordem (MONCAYO, 2011).

A análise estrutural só é possível a partir de um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, determinação do material a ser utilizado, as ações atuantes e a definição do modelo estrutural e suas vinculações (FONTES, 2005).

O modelo estrutural mais simplificado para as estruturas de barras – vigas e pilares – é o da viga continua, onde essa viga é considerada sem ligações rígidas com os pilares, desde que sejam atendidas as condições expostas na ABNT NBR 6118:2014 (GIONGO, 2007).

2.4.11 Estabilidade global e local

De acordo com Kimura (2007), para que a estabilidade de um edifício em concreto armado possa ser analisada deve-se conhecer os efeitos de 1ª ordem e 2ª ordem. A análise de 1ª ordem consiste na obtenção dos esforços por meio da configuração geométrica inicial da estrutura, ou seja, considerando os esforços na posição indeformada da estrutura (efeitos globais de primeira ordem). Já na análise de 2ª ordem é considerado o cálculo dos esforços da estrutura na configuração deformada (efeitos globais de segunda ordem).

O item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 considera que os elementos da estrutura podem ser classificados em “nós fixos” e “nós móveis”. Para o efeito de cálculo as estruturas com nós fixos são aquelas cujo deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, sendo permitido desconsiderar os efeitos globais de 2ª ordem quando estes não representarem um acréscimo superior a 10 % do efeito de 1ª ordem.

A norma supracitada também define as estruturas de nós móveis como sendo aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos, o que torna a

consideração do efeito global de 2ª ordem de extrema importância (superiores a 10% dos esforços de 1ª ordem).

Ademais, a análise da estabilidade global de um edifício é realizada na estrutura como um todo, podendo ser examinada através de parâmetros estudados, de forma que o engenheiro projetista conheça a vulnerabilidade da edificação diante aos efeitos de segunda ordem (FRANÇA JÚNIOR, 2015).

Dois desses parâmetros utilizados são: parâmetro α e o parâmetro γ_z . No parâmetro α é possível determinar a necessidade de ser considerada a não linearidade geométrica (NLG) no projeto de edifícios de concreto armado, conforme seus valor esteja acima ou abaixo de certos limites. No parâmetro γ_z , além de indicar a necessidade de considerar a NLG estima também um acréscimo nos esforços devido a essa não linearidade (PINTO, 1997).

O item 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se o parâmetro α for menos que o valor α_1 obtido pela expressão (2.12):

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{CS} \cdot I_C)}} \quad (2.12)$$

Sendo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

No qual:

n é o número de níveis de barras horizontais acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura medido do topo da fundação ou do nível pouco deslocável do solo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir no nível considerado para cálculo de H_{tot}) com seu valor característico;

$E_{CS}.I_C$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O coeficiente γ_z é encontrado no item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014 sendo obtido pela expressão (2.13):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.13)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é o somatório dos produtos das cargas verticais atuantes na estrutura de acordo com a combinação considerada, em seu valor de cálculo, pelo deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, em seu valor de cálculo, com relação a base da estrutura.

A análise global de 2ª ordem indica apenas os esforços nas extremidades das barras, dessa forma deve ser feito uma análise dos efeitos locais de segunda ordem das barras comprimidas conforme o item 15.8 da ABNT NBR 6118:2014. Os efeitos locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desconsiderados se o índice de esbeltez for menor que seu valor limite (λ_1).

No item 15.8.1 da ABNT NBR 6118:2014 permite calcular o índice de esbeltez pela expressão (2.14):

$$\lambda_1 = \frac{l_e}{i} \quad (2.14)$$

* Para pilares livre na base e engastados no topo, o valor de l_e é igual a $2l$.

No item 15.8.1 da ABNT NBR 6118:2014 permite calcular o valor de λ_1 pela expressão (2.15):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1/h}{\alpha_b} \quad (2.15)$$

Sendo:

e_1/h é a excentricidade relativa a primeira ordem na extremidade do pilar com o maior valor absoluto do momento de 1ª ordem;

α_b depende do tipo de engastamento do pilar (disposto no item 15.8.1 da ABNT NBR 6118:2014).

2.4.12 Dimensões mínimas para os elementos de concreto armado

Com o objetivo de evitar um desempenho inaceitável para os elementos estruturais e proporcionar condições de execução adequada, a norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece valores mínimos para as dimensões dos elementos estruturais.

2.4.12.1 Vigas e vigas-parede

O item 13.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 delimita as dimensões mínimas para as vigas e vigas-parede de concreto armado:

- I. maior ou igual a 12 cm para a seção transversal da viga;
- II. maior ou igual a 15 cm para vigas-parede.

Os limites podem ser reduzidos desde que respeitem um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatório respeitar as seguintes condições:

- I. posicionamento das armaduras e interposição de outros elementos estruturais, respeitando o cobrimento e espaçamentos estipulados pela norma supracitada;
- II. vibração e lançamento do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931:2004.

2.4.12.2 Pilares e pilares-parede

O item 13.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 delimita as dimensões mínimas para os pilares e pilares-parede de concreto armado:

- I. independente da forma, a seção dos pilares e pilares-parede devem possuir dimensão maior ou igual a 19 cm;
- II. em qualquer caso, não é permitido pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm²;
- III. em exceção, é permitido considerar dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que sejam multiplicados os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , conforme apresentado no quadro 2.3.

Quadro 2.3: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

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

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

O valor de γ_n é expresso pela equação $\gamma_n = 1,95 - 0,05b$, onde b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). A ABNT NBR 6118: 2014 deixa explícito que o coeficiente adicional deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando efetuado seu dimensionamento.

2.4.12.3 Lajes Maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os limites mínimos para a espessura, em conformidade com o item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118: 2014:

- I. 7 cm quando for cobertura e não possuir balanço;
- II. 8 cm para lajes de piso que não possuir balanço;
- III. 10 cm para lajes em balanço;

- IV. 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN (3000 Kgf);
- V. 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN 3000 Kgf);
- VI. 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- VII. 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional, de acordo com o indicado no quadro 2.4.

Quadro 2.4: Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.

h(cm)	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

O valor de γ_n é expresso pela equação $\gamma_n = 1,95 - 0,05h$, onde h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm). A ABNT NBR 6118: 2014 deixa explícito que o coeficiente adicional deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando efetuado seu dimensionamento.

2.4.12.4 Lajes nervuradas

O item 13.2.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 delimita as dimensões mínimas para as lajes nervuradas de concreto armado:

- I. se não existir tubulações horizontais embutidas, a espessura da laje deve ser igual ou superior a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras l_o , e não sendo menor que 4 cm;

- II. a espessura mínima para mesa deverá ser de 5 cm, quando existir tubulações embutidas de diâmetro inferior ou igual a 10 mm;
- III. se o diâmetro da tubulação for maior que 10 mm, a mesa deve possuir uma espessura mínima de $4\text{ cm} + \varnothing$, ou se houver cruzamento dessa tubulação, $4\text{ cm} + 2. \varnothing$;
- IV. as nervuras não podem ser de espessura inferior a 5 cm;
- V. para nervuras com espessuras menor que 8 cm não é permitido possuir a armadura de compressão.

2.4.12.5 Lajes pré-moldadas

Os parâmetros de definição geométrica da laje formada por vigotas treliçadas podem se balizar nas orientações e itens da ABNT NBR 6118:2014 referente a lajes nervuradas. Mas essa referência não é obrigatória. Nas lajes pré-moldadas, é necessário que se execute as verificações de flechas e vibrações, aplicando as orientações da ABNT NBR 9062:2017 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) e ABNT NBR 14860:2002 (Laje pré-fabricada – pré-laje – requisitos). No caso de lajes alveolares protendidas devem ser obedecidos os critérios da ABNT NBR 14861:2011 (Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – requisitos e procedimentos).

2.4.13 Mecanismo de deterioração das estruturas em concreto armado

Os mecanismos de deterioração são aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações térmicas, ações repetitivas, retração e fluência. As movimentações de origem térmicas são provocadas pela oscilação da temperatura, que podem causar variação no volume dos elementos estruturais submetendo-os a esforços adicionais. As ações repetitivas causam fadiga nos materiais, podendo ou não variar esforços de tração para compressão e vice-versa. A retração e a fluência são deformações que ocorrem no concreto com a diminuição de seu volume, gerando esforços adicionais nos elementos estruturais (BASTOS, 2006).

Além dos mecanismos de deterioração da estrutura de concreto armado como um todo, existem aqueles que são específicos para os materiais que o compõe. A ABNT NBR 6118:2014, aponta que os principais mecanismos de deterioração do concreto são:

- I. Lixiviação por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolve, e carreiam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- II. Expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminadas com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- III. Expansão por ações das reações entre os álcalis de cimento com alguns agregados reativos;
- IV. Reações de danos superficiais causados por certos agregados decorrente das transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

A ABNT NBR 6118:2014 ainda apresenta os principais mecanismos de deterioração das amaduras:

- I. Despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera;
- II. Despassivação por auto teor de íons de cloro.

2.5 Princípios gerais de dimensionamento e verificação

O item 16.1 da ABNT NBR 6118:2014 afirma que após a análise estrutural, deve-se verificar a segurança em relação aos estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), na estrutura de forma global e em seus elementos individuais. De tal maneira, deve-se respeitar a seguinte condição: $S_d \leq R_d$.

Em linhas gerais, a condição citada indica que a solicitação de cálculo seja sempre inferior às resistências de cálculo. Além da condição de segurança, a norma também determina regras de dimensões mínimas dos elementos para a determinação das fôrmas, bem como regras de detalhamento das armaduras.

2.5.1 Armaduras longitudinais máximas e mínimas de vigas

De acordo com Bastos apud ABNT NBR 6118:2014 (2015), a armadura longitudinal mínima de tração de uma viga, é obtida através de um momento fletor mínimo respeitando a taxa mínima absoluta de 0,15%, como mostra a equação 2.15.

$$M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup} \quad (2.15)$$

Onde:

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração.

O item 17.3.5.2.1 da norma já citada, dá como outra alternativa que a armadura mínima pode ser considerada atendida quando as taxas mínimas forem respeitadas conforme indica o quadro da figura 2.18.

Figura 2.18: Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(a)}$ (%)														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
(a) Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado. $\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$															

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

O item 17.3.5.2.4 da mesma norma estipula que a armadura máxima das vigas, é a soma das armaduras de tração e compressão ($A_s + A_s'$) desde que não seja maior que 4% da área de concreto (A_c).

2.5.2 Armaduras longitudinais máximas e mínimas de pilares

As equações 2.16 e 2.17 para obtenção dos valores máximos e mínimos das armaduras longitudinais dos pilares são apresentadas conforme dispostas no item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118:2014.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 A_c \quad (2.16)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (2.17)$$

2.6 Ensaios não destrutivos

Para garantir uma boa durabilidade às estruturas de concreto, é necessário que se realize um rigoroso controle de qualidade, inclusive dos materiais que as compõe. Uma boa alternativa para se realizar esse controle é através de ensaios tecnológicos, possibilitando realizar ensaios no concreto tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, além de identificação do cobrimento e da armadura, etc (MAZER, 2012).

Os ensaios não destrutivos podem ser aplicados em edificações com execução já concluída, buscando auxiliar o profissional na avaliação da integridade e na capacidade de resistência da estrutura. Nestes ensaios não se pode esperar valores efetivos, pois eles se baseiam em outras propriedades e características das estruturas em concreto (CASTRO, 2009).

Para a prática deste trabalho serão realizados dois tipos de ensaios não destrutivos: esclerometria e pacômetria.

2.6.1 Esclerometria

O ensaio de dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão é prescrito pela ABNT NBR 7584:2012.

Este método de ensaio foi idealizado por Ernst Schmidt em 1948, por esse motivo o aparelho é conhecido como esclerômetro Schmidt (Figura 2.19). Este é um dos mais antigos métodos não destrutivos, e ainda usado em larga escala (SAHUINCO, 2011).

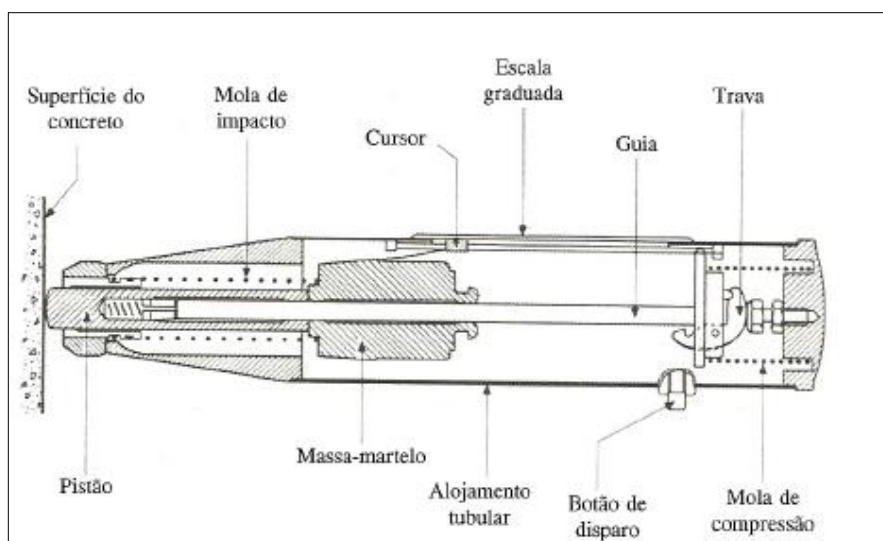
O método de ensaio se baseia em um martelo controlado por uma mola que desliza por um pistão. Com objetivo de avaliar a dureza superficial do concreto, o operador exerce um esforço sobre o pistão de encontro a estrutura analisada, reagindo contra a força da mola, que quando completamente estendida é liberada automaticamente. Então o martelo se choca no embolo que atua contra a superfície do concreto e a massa controlada pela mola recua, arrastando um ponteiro indicador ao longo da escala guia, que é usada para indicar o valor da reflexão do martelo (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A ABNT NBR 7584:2012 orienta:

- I. o local onde será ensaiado deve estar no mínimo a 5 cm das arestas da peça;
- II. a superfície deve estar lisa (polida com uma pedra carboneto de silício), isenta de fissuras, de pedras e sem camadas aderentes, como o reboco por exemplo;
- III. deve ser evitado o ensaio na localização superior da peça, por se tratar de uma parte da estrutura com resistência menor devido a exsudação de água ascendente, podendo prejudicar os resultados do ensaio;
- IV. o aparelho deve ser verificado, e se os parâmetros de norma não forem satisfeitos este equipamento deve passar por manutenção;
- V. as superfícies do local a ser ensaiado devem ser limpas e secas ao ar. As áreas de ensaio devem estar posicionadas preferencialmente na face vertical dos elementos como pilares, paredes, cortinas e vigas;
- VI. superfícies úmidas, curvas, carbonatadas, próxima da base ou do topo devem ser evitadas;

- VII. a área de ensaio deve estar entre 8000 mm² (90mm x 90mm) e 40000 mm² (200mm x 200mm);
- VIII. em cada área de ensaio devem ser efetuados no mínimo 9 impactos e no máximo 10 impactos;
- IX. a distância entre os centros de impacto deve ser de no mínimo 30mm.

Figura 2.19: Seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt.



Fonte: Figueiredo Filho (2005)

A norma supracitada ainda orienta que para cada área analisada devem ser realizados no mínimo 9 e no máximo 16 impactos, sendo de 30 mm a distância mínima entre o centro de duas áreas de impacto, de forma uniformemente distribuída na área ensaiada. Para demarcar esta área (Quadro 2.5 e 2.6), utiliza-se giz e régua graduada.

Quadro 2.5: Demarcação de impacto para 9 pontos.

1	2	3
4	5	6
7	8	9

Fonte: Os autores.

Quadro 2.6: Demarcação de impacto para 16 pontos.

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16

Fonte: Os autores.

Impactos sobre agregados, armadura e bolhas devem ser evitados. Não é permitido mais de um impacto sobre o mesmo ponto, se isso ocorrer o valor deve ser desconsiderado no cálculo (MAZER, 2012).

Ainda segundo Mazer (2012), quando o ensaio não é realizado na posição horizontal é necessário aplicar ao índice esclerométrico obtido um fator de correção devido a posição do aparelho, isso é necessário devido a atuação da força da gravidade no martelo do aparelho.

2.6.2 Pacômetria

Consiste na detecção e localização da armadura bem como o seu cobrimento do concreto pelo aparelho pacômetro (Figura 2.20). Alguns equipamentos mais avançados também conseguem estimar o diâmetro da armadura. O ensaio é baseado na leitura da interação entre as armaduras e um campo magnético de baixa frequência criado pelo próprio aparelho. Com a intensidade e a frequência é possível localizar as barras de aço, e também estimar o diâmetro e o cobrimento das armaduras (SANTOS, 2008).

Segundo Santos (2008), o método do ensaio está descrito em ACI 228 2R-98 (Nondestructive Testing of concrete).

Após a calibração o ensaio consiste em percorrer os pontos previamente marcados para análise, e a partir de indicação visual ou sonoro do aparelho,

identificar a existência de armaduras nas proximidades do ponto analisado possibilitando a interpretação do cobrimento e espaçamento existente entre elas (SAHUINCO, 2011).

Figura 2.20: Pacômetro.



Fonte: Acervo dos autores.

2.7 Normas auxiliares

Os principais parâmetros a serem seguidos são os estipulados pela ABNT NBR 6118:2014. Porém, é necessário que se tenha o apoio de outras normas auxiliares. São algumas delas:

- I. ABNT NBR 14931:2004 - Execução de estruturas de concreto- Procedimentos;
- II. ABNT NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos;
- III. ABNT NBR 5738:2008- Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-provas;
- IV. ABNT NBR 5739:2007- Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos;
- V. ABNT NBR 8522:2008- Concreto – Determinação do módulo de elasticidade à compressão;

- VI. ABNT NBR 9062:2017- Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado;
- VII. ABNT NBR 14860:2002- Laje pré-fabricada – Pré-laje – Requisitos;
- VIII. ABNT NBR 14861:2011- Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – Requisitos e procedimentos;
- IX. ABNT NBR 7584:2012- Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio;
- X. ACI 228 2R-98- Nondestructive Testing of concrete.

3 METODOLOGIA

A prática da autoconstrução é extremamente comum no Brasil. Porém, esse tipo de construção pode divergir em vários aspectos quando comparada com outras que seguiram as especificações de um projeto executivo elaborado por um profissional capacitado de conhecimento e técnicas do setor da construção civil.

3.1 Caracterização da pesquisa

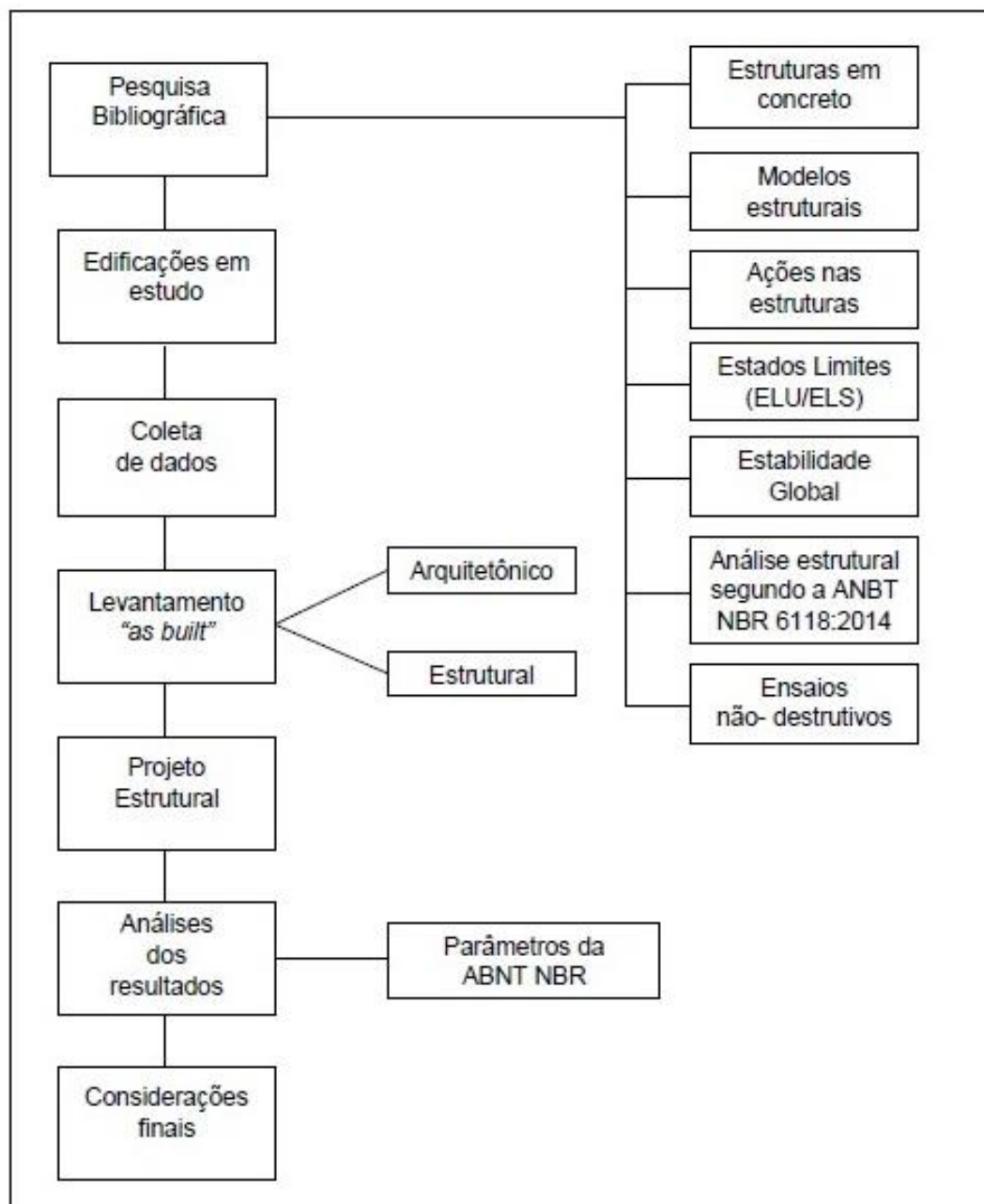
Partindo do princípio de que a pesquisa tem caráter exploratório, adotou-se como estratégia o estudo de caso. Trata-se, portanto, de uma pesquisa qualitativa e descritiva, onde o objetivo principal é a análise da estrutura de edificações de concreto armado que foram executadas sem o auxílio de um projeto estrutural, de forma a identificar e avaliar sua condição, e contrapor com as diretrizes estipuladas pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Para atender aos objetivos do trabalho, optou-se pela realização de um levantamento de dados nas autoconstruções, objeto do estudo de caso. Essas edificações foram selecionadas ao atender os critérios:

- I. Apresentar superestrutura finalizada;
- II. Executada sem o auxílio de projeto estrutural;
- III. Não possuir engenheiro responsável;
- IV. Construção de até 3 pavimentos;
- V. Execução após o ano de 2014;
- VI. Possibilidade de acesso aos dados necessário.

3.2 Etapas da pesquisa

Como forma de compreender melhor as etapas desenvolvidas na pesquisa, o diagrama apresentado na figura 3.1 expõe os procedimentos percorridos para alcançar os objetivos propostos.

Figura 3.1: Diagrama das etapas da pesquisa.

Fonte: Os autores.

No diagrama é possível observar que foi realizada uma revisão bibliográfica abordando os principais assuntos e variáveis relacionadas à análise de estruturas em concreto armado.

Na sequência, é realizado o levantamento de dados e modelagem *"as built"* nas edificações sem projeto para que posteriormente fosse realizado o estrutural da

forma mais adequada para estas edificações. Por fim, como última etapa foram apresentados os resultados dessas análises.

3.3 Amostra

A pesquisa delimita-se em 2 (duas) edificações, situadas na microrregião de Caratinga executadas sem o projeto estrutural, onde cada edificação foi enumerada como estudo de caso de modo a guardar o sigilo do proprietário, executor e edificação em si. Realizou-se a aplicação de questionário em 16 edificações, onde as duas que apresentaram maior relevância para o estudo proposto, foram as selecionadas. Deve-se ressaltar, sobretudo, que os resultados dessa pesquisa (qualitativa) são restritos e não devem ser generalizados.

3.4 Coleta de dados

Nesta etapa da pesquisa, buscou-se coletar a maior quantidade de informações possíveis sobre a execução do sistema estrutural, como resistência à compressão do concreto utilizado, especificações e detalhamento das armaduras utilizadas, dimensões adotadas para a seção dos elementos estruturais, dentre outros.

Nos itens seguintes serão apresentados os instrumentos e procedimentos utilizados em campo para a coleta desses dados.

3.4.1 Elaboração e aplicação de questionário

Optou-se pelo uso do questionário na primeira fase da pesquisa como forma de identificar as autoconstruções e as prováveis discrepâncias que elas apresentam em relação aos parâmetros analisados da ABNT NBR 6118:2014. Entre os fatores que justificam esta escolha estão: limitação de tempo, recursos e número reduzido

de pessoas para aplicação, impossibilitando a realização de uma pesquisa com grande amostragem.

Para a elaboração das questões que compõe o questionário aplicado, fez-se o uso do estudo bibliográfico e do objetivo da pesquisa, de modo que sejam abordados todos os temas relevantes e que contribuam para fortalecer os resultados encontrados. Foram tomados alguns cuidados com relação a linguagem utilizada, importância da questão e conhecimento técnico necessário para o participante responde-la. O questionário contém questões abertas e de múltipla escolha.

Parte do questionário é destinado ao proprietário da edificação, e a outra parte ao responsável pela execução da estrutura. Sua aplicação se deu através de visitas *in loco*, mantendo contato direto com o proprietário e o responsável pela execução, além de inspeção visual.

Após a aplicação do questionário em todas as edificações analisadas, foram selecionadas as duas que se mostraram mais relevantes para o estudo de caso e atenderam a todos os critérios estipulados no item 3.1 deste capítulo.

O questionário aplicado encontra-se como apêndice A ao final deste trabalho.

3.4.2 Levantamento “*as built*”

Na segunda fase da pesquisa, foi efetuado o levantamento “*as built*” – termo do inglês com tradução “como construído”, que busca representar o que já está concluído – através de visitas *in loco* para a realização da medição nas duas edificações selecionadas, efetuando também o levantamento fotográfico das mesmas, como forma de auxiliar na elaboração da planta de fôrma.

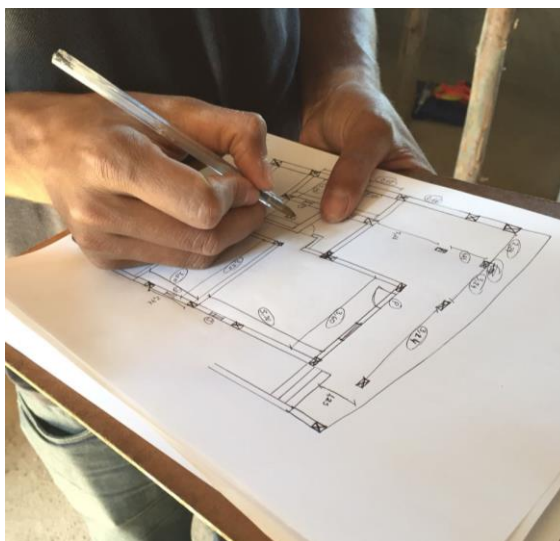
A medição dos ambientes foi realizada com auxílio de instrumentos como trenas de aço, trena de fibra e trena a laser. Essas informações possibilitaram a realização de um croqui inicial do projeto arquitetônico, de forma que todas informações fossem transcritas para o software AutoCad. As figuras 3.2 e 3.3 ilustram como foi realizado esse processo de medição.

Figura 3.2: Procedimento de medição da obra.



Fonte: Acervo dos autores.

Figura 3.3: Elaboração do croqui da edificação.



Fonte: Acervo dos autores.

Para concepção da planta de fôrma, foi necessário conhecer o posicionamento e as dimensões dos elementos estruturais contidos na edificação. Dessa forma foram posicionados os pilares e vigas respeitando as dimensões e arranjo de acordo com a estrutura. Estes procedimentos foram realizados através de análise visual contemplando toda a edificação, e em seguida por meio de aferição individual em cada elemento utilizando as trenas.

O ensaio de pacômetria auxiliou no processo de identificação das armaduras dos elementos estruturais, possibilitando verificar se o elemento analisado é realmente composto por concreto e aço, bem como constatar se o posicionamento da armadura está correto. O aparelho utilizado para realizar esse processo foi o modelo Bosch DMO 10, sinalizando por indicação visual, através de luzes de LED localizadas na interface do aparelho, onde o acionamento da luz verde indica que não existe barra de aço próximo ao sensor do aparelho e o acionamento da luz vermelha indica presença de barras de aço como mostra a figura 3.4.

O processo de localização deu-se posicionando o aparelho da esquerda para a direita quando o elemento estrutural se encontrava na posição vertical para constatação das armaduras longitudinais, e de cima para baixo para constatação das armaduras transversais. Para elementos na posição horizontal o processo foi o inverso, da esquerda para direita identificou-se as armaduras transversais, e de cima para baixo as armaduras longitudinais.

Figura 3.4: Aparelho pacômetro identificando presença de aço.



Fonte: Acervo dos autores.

Para a análise da resistência do concreto, o ensaio de esclerometria foi executado obedecendo todas as orientações prescritas na ABNT NBR 7584: 2012.

Antes de realizar os ensaios nas edificações, foi necessário efetuar a aferição do aparelho esclerômetro em uma bigorna de aço (Figura 3.5) como forma de

averiguar se este encontra-se apto para a realização dos ensaios. Para isso foram executados 10 impactos na bigorna de aço, obtendo um índice esclerométrico médio de 78,70 que atende os limites estipulados pela norma ABNT NBR 7584:2012, concluindo que o aparelho está dentro da margem de precisão necessária, viabilizando assim o prosseguimento dos ensaios. Por meio desses resultados calculou-se o coeficiente de correção do índice esclerométrico.

Figura 3.5: Aferição do aparelho de esclerômetria em uma bigorna de aço.



Fonte: Acervo dos autores.

O Item 3.1.2 da ABNT NBR 7584:2012 apresenta a equação 3.1 para obtenção desse coeficiente de correção.

$$k = \frac{n \cdot IE_{nom}}{\sum IE_i} \quad (3.1)$$

Onde:

k = coeficiente de correção do índice esclerométrico;

n = número de impacto na bigorna de aço;

IE_{nom} = índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante;

IE_i = índice esclerométrico obtidos dos (pelo menos nove) impactos do esclerômetro na bigorna de aço.

NOTA: O coeficiente de correção obtido para a realização dos ensaios de esclerometria deste trabalho foi: $K = 1,03$.

Nas edificações seleccionadas foram escolhidos 3 pontos distintos de aferição de cada elemento (pilares, vigas e lajes), sendo realizado em cada um deles dois ensaios como forma de obter maior precisão no resultado. Determinados os locais de análise, foi efetuada a limpeza do local e a marcação dos pontos em formato de um quadro com dimensão de 90 mm por 90 mm dividido em 9 quadrados de 30 mm por 30 mm. Então, em cada um dos quadrados executou-se o impacto com o esclerômetro tipo Schmidt, e anotou-se o valor esclerométrico indicado pelo ponteiro na escala guia do aparelho. As figuras 3.6 e 3.7 ilustram o procedimento de marcação e aferição do ensaio.

Figura 3.6: Marcação dos pontos para análise de esclerometria.



Fonte: Acervo dos autores.

Figura 3.7: Ensaio de esclerometria em um pilar.

Fonte: Acervo dos autores.

Para cada ensaio criou-se uma planilha no Excel (Quadro 3.1) de forma a organizar e auxiliar na obtenção da média aritmética dos valores encontrados nos 9 impactos realizados. Conhecendo esta média aritmética foram desprezados todos valores dos impactos que divergiram 10 % do resultado. Com os valores não desprezados uma nova média aritmética foi calculada, obtendo o índice esclerométrico daquele ponto ensaiado.

Quadro 3.1: Modelo de tabela utilizada para obtenção do índice *IE*.

ESCLEROMETRIA PONTO 1			
PILAR	P5		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA ENTRE O VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR OS VALORES DESPREZADOS
1	28	-1,33	
2	32	2,67	
3	30	0,67	
4	28	-1,33	
5	32	2,67	
6	29	-0,33	
7	26	-3,33	Desprezar
8	32	2,67	
9	27	-2,33	
Média:	29,33	Nova média:	29,75
10% da média é-	2,93		

Fonte: Os autores.

Todas as planilhas utilizadas para obtenção do índice esclerométrico médio dos ensaios realizados em cada ponto, encontram-se em apêndice B.

O procedimento de cálculo utilizado para a obter o f_{ck} (resistência característica do concreto) dos elementos das edificações se deu através das seguintes equações:

- I. O Item 5 da ABNT NBR 7584:2012 apresenta a equação 3.2 para obtenção do índice esclerométrico efetivo.

$$IE_a = k.IE \quad (3.2)$$

Onde:

IE_a = índice esclerométrico médio efetivo;

k = coeficiente de correção do índice esclerométrico ($k=1,03$) ;

IE = índice esclerométrico médio obtido no ensaio.

- II. Segundo Mazer (2012) a resistência característica à compressão do concreto pode ser calculada pela equação 3.3.

$$R = \frac{0.19.IE_a^{2,0535}}{10} \quad (3.3)$$

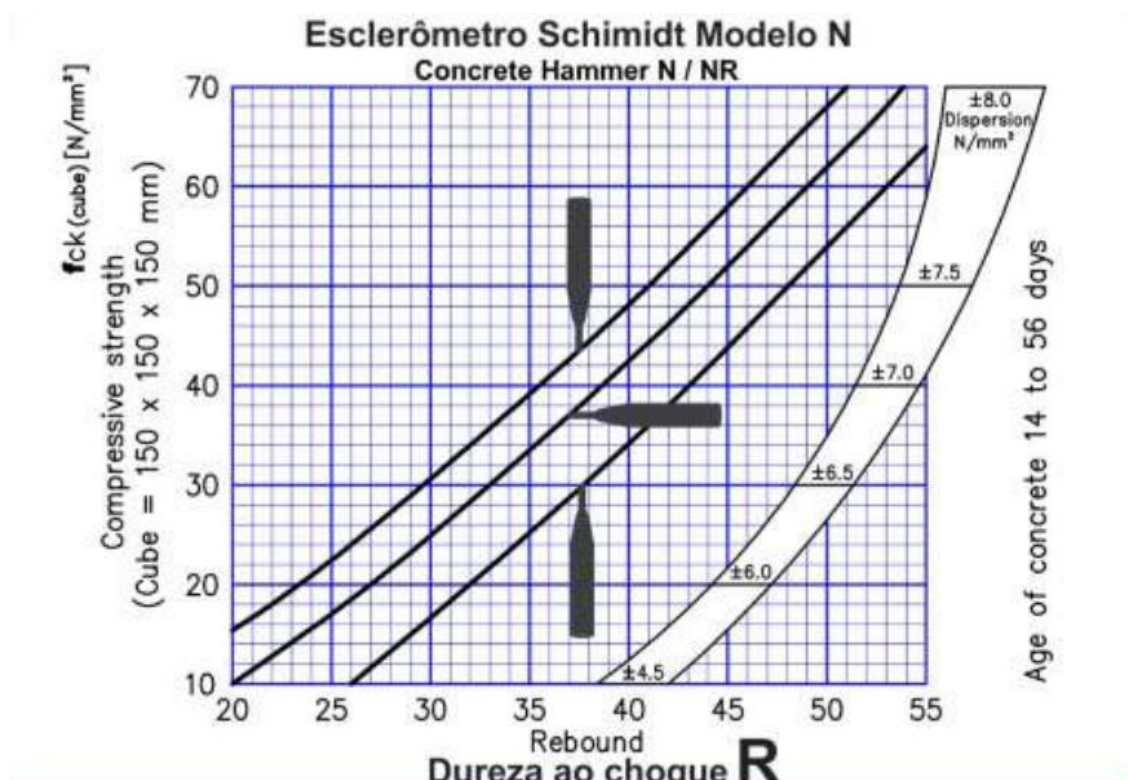
Onde:

R = resistência à compressão do concreto (Mpa);

IE_a = índice esclerométrico médio efetivo.

Para os ensaios de esclerometria realizados na posição vertical (lajes) foi necessário considerar um coeficiente de correção devido ao posicionamento do aparelho. Estes fatores de correção estão considerados no ábaco (Figura 3.8) cedido pela empresa responsável pela fabricação do aparelho.

Figura 3.8: Ábaco considerando o fator de correção do posicionamento.



Fonte: Fortest (2017).

Após todo o processo de levantamento de dados das edificações e com o auxílio do projeto arquitetônico elaborado, o levantamento “as built” foi finalizado com a concepção final da planta de fôrma através do *software AutoCad*, contribuindo para a concepção do projeto estrutural.

3.5 Projeto estrutural

Através do projeto “as built” e dos demais dados de execução obtidos nas visitas *in loco*, foi elaborado o projeto estrutural das duas edificações estudadas por meio do *software Cypecad* versão 2016, programa utilizado para efetuar cálculos e dimensionamento de estruturas em concreto armado. O *software* permite que a estrutura seja analisada sem o desmembramento de seus elementos estruturais, permitindo realizá-la de forma global.

O projeto estrutural seguiu as indicações da planta de fôrma elaborada, alterando apenas os dados que o *software* não aceitou para efetuar os cálculos, pois encontram-se fora dos parâmetros da ABNT NBR 6118:2014.

Os resultados expressos pelo *Cypecad* indicaram uma lista com os esforços e cálculos efetuados, o que possibilitou a visualização dos desenhos técnicos, dimensões e armadura da estrutura, que contribuíram para a análise final dos resultados da pesquisa.

4 ESTUDOS DE CASO

4.1 Estudo de caso 01

A edificação do estudo de caso 01 (Figura 4.1) trata-se de uma residência multifamiliar que contém três pavimentos, sendo a estrutura executada em concreto armado no ano de 2016-2017, sem projeto estrutural, e sem engenheiro responsável pelo acompanhamento da execução dos serviços, localizada no município de Caratinga – MG.

O pavimento térreo possui área total de 159,87 m², sendo composto por sala de jantar e estar, dois quartos, suíte, banheiro social, cozinha com dispensa e duas varandas. Já o primeiro pavimento possui área total de 160,25 m², sendo composto por sala de jantar e estar, dois quartos, suíte, banheiro social, cozinha, garagem com duas vagas e duas varandas. O terceiro pavimento, também de 160,25 m², encontra-se em fase de execução, apenas com vigas e lajes concluídas.

É necessário salientar que o proprietário da edificação em estudo planeja executar a construção de mais um pavimento.

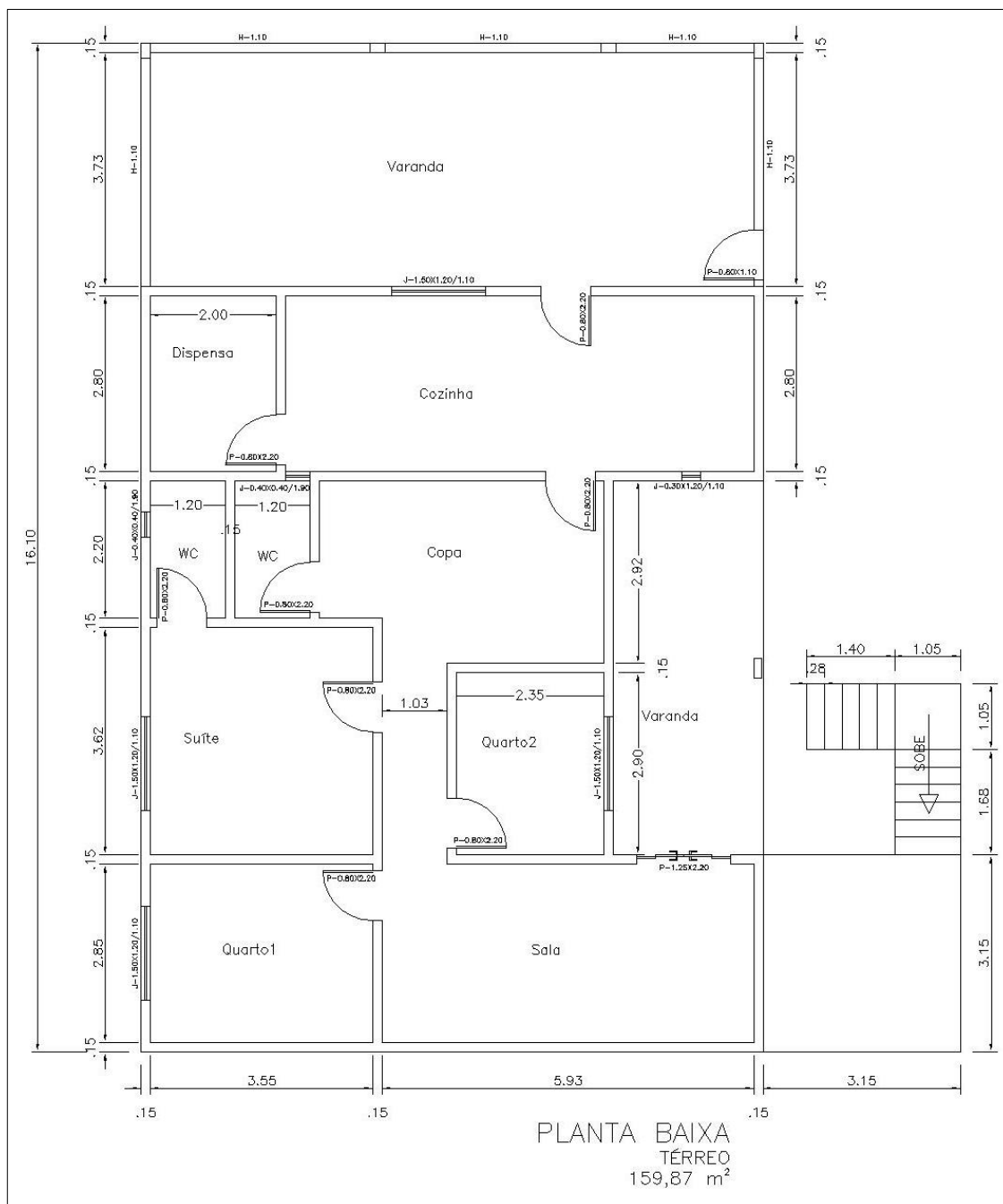
Figura 4.1: Edificação do estudo de caso 01.



Fonte: Acervo dos autores.

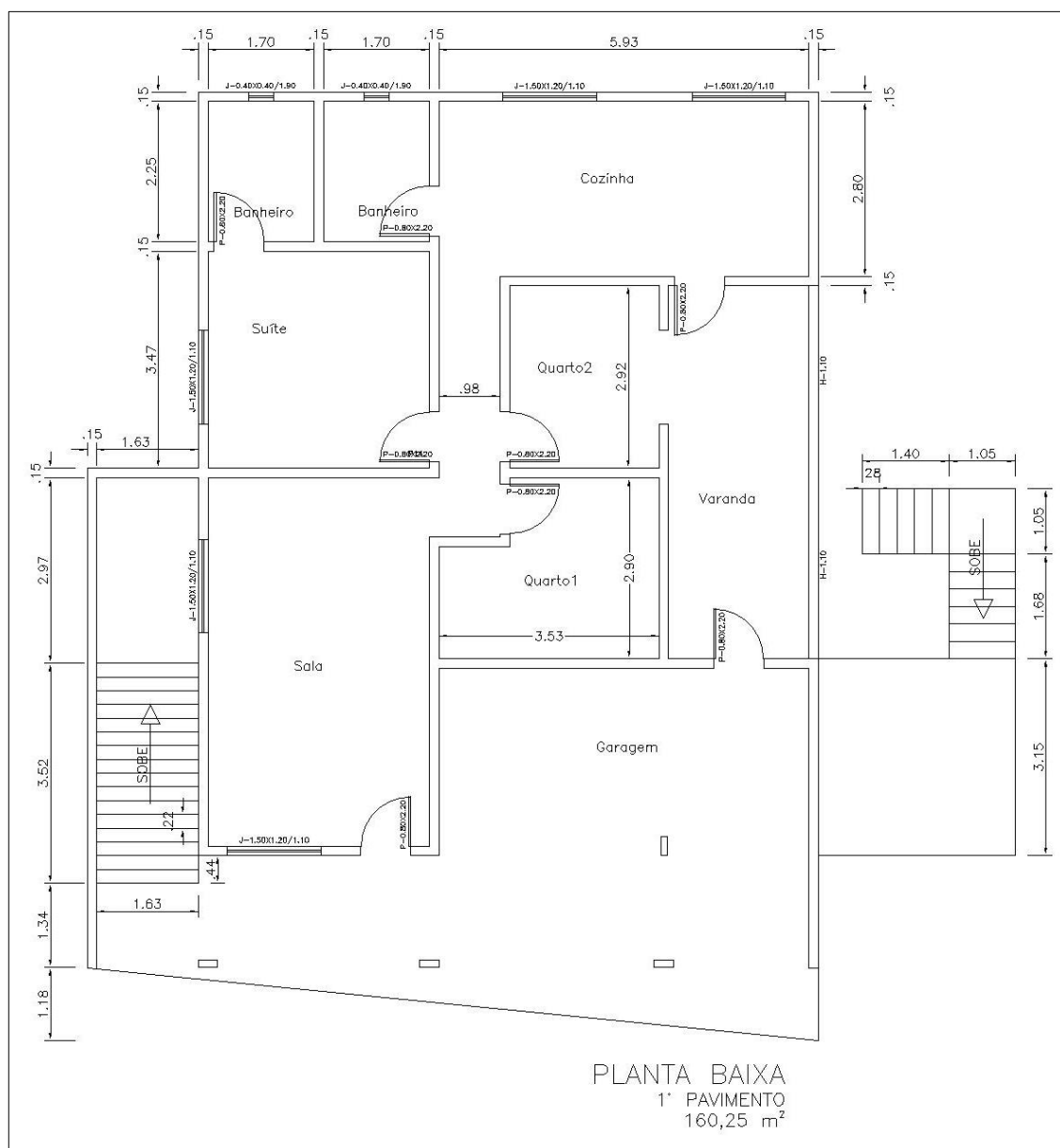
Para que fosse possível realizar as análises propostas neste trabalho foi necessário elaborar o projeto arquitetônico da edificação. As figuras 4.2, 4.3, 4.4 apresentam, respectivamente, a planta baixa do pavimento térreo, primeiro pavimento e segundo pavimento.

Figura 4.2: Caso 01 – planta baixa do pavimento térreo.

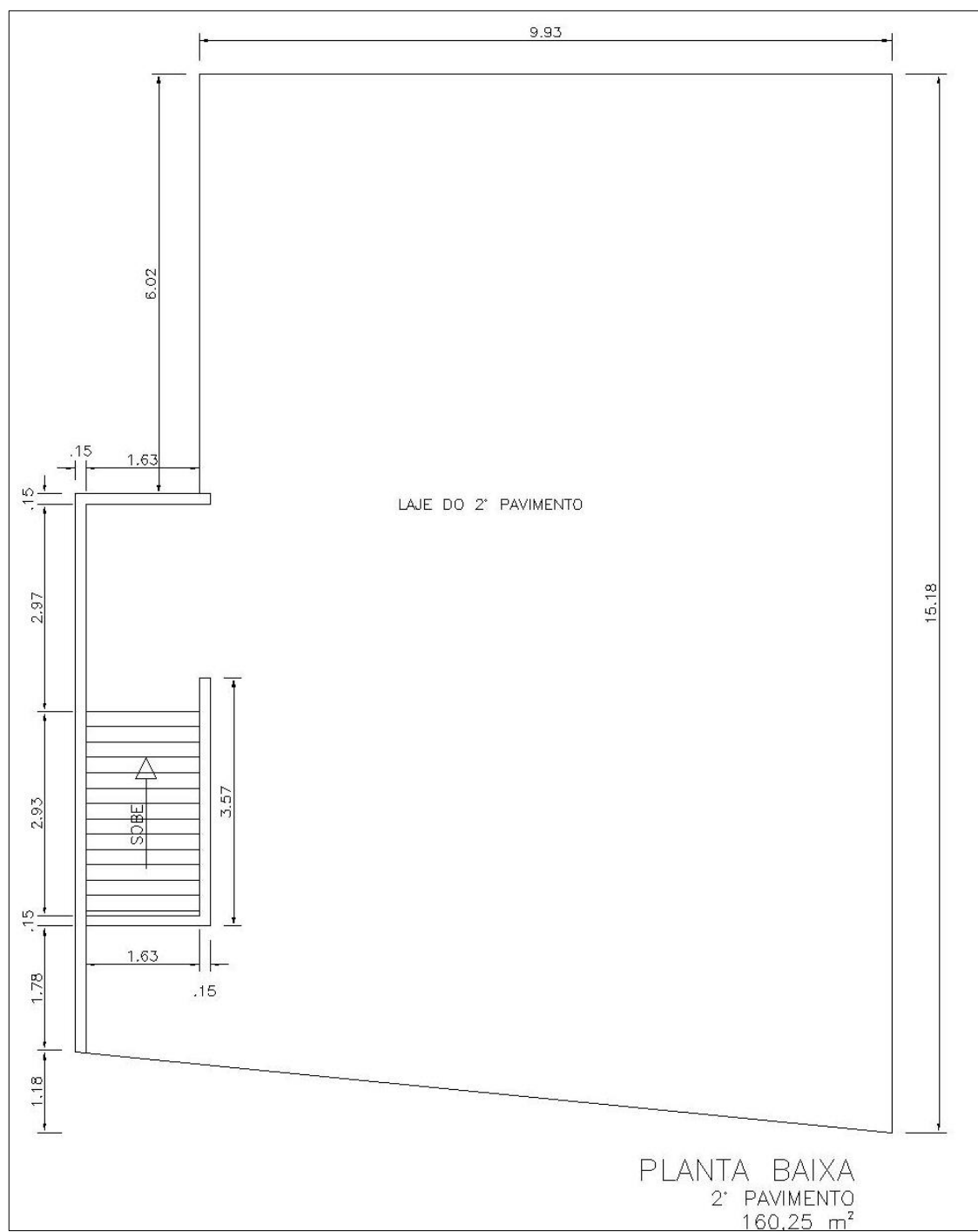


Fonte: Os autores.

Figura 4.3: Caso 01 – planta baixa do primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.4: Caso 01 – planta baixa do segundo pavimento.

Fonte: Os autores.

4.1.1 Análise da estrutura

Durante o levantamento de dados foi realizada a análise da execução dos elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares detalhados a seguir.

4.1.1.1 Lajes

Todas as lajes utilizadas são pré-moldadas com vigotas treliçadas (Figura 4.5), dimensionadas pelo responsável técnico da empresa em que são fabricadas. A estrutura formada pelas vigotas de concreto e ferragem foram posicionadas de forma a dar sustentação ao polietileno (isopor) – material usado para formar a base da laje enquanto o concreto estava fresco.

Para a armadura de distribuição foi aplicada uma malha de $\varnothing 4.2$ mm c/ 15 cm e cobertura de concreto com espessura de 4 cm, resultando em uma laje com altura total de 12 cm. No processo de concretagem foi utilizado o concreto usinado de 20 MPa e slump de 12 ± 2 cm.

Figura 4.5: Caso 01 – laje pré-moldada.

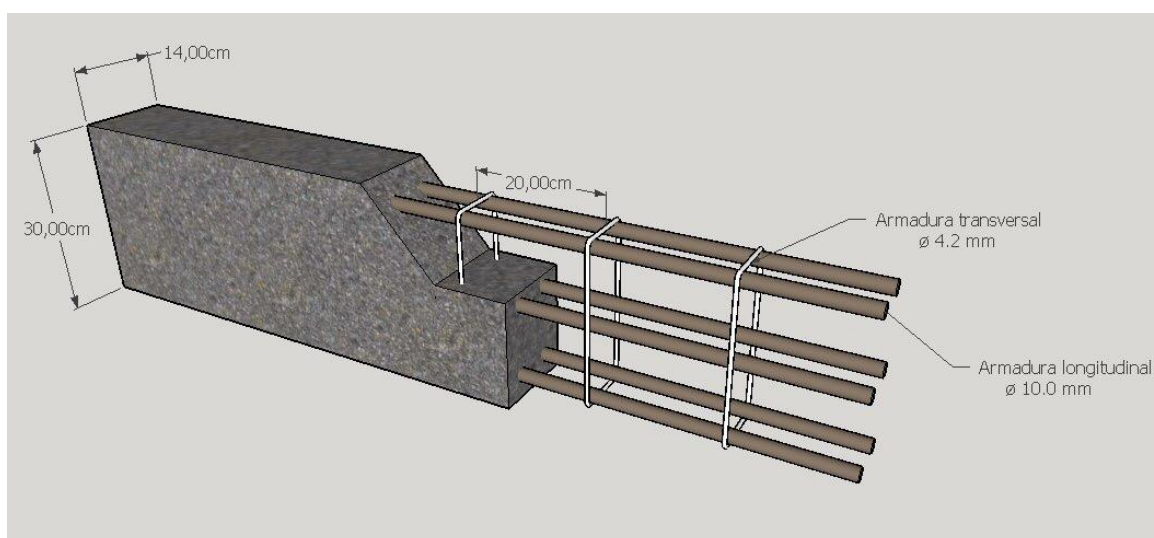


Fonte: Acervo dos autores.

4.1.1.2 Vigas

As vigas do cintamento e do primeiro pavimento foram executadas com seção 14 x 30 cm. A armadura longitudinal utilizada foi de 6 $\varnothing$ 10 mm e a armadura transversal de $\varnothing$ 4.2 mm a cada 20 cm. A figura 4.6 ilustra o posicionamento das armaduras nas vigas do piso e do primeiro pavimento.

Figura 4.6: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do cintamento e primeiro pavimento.



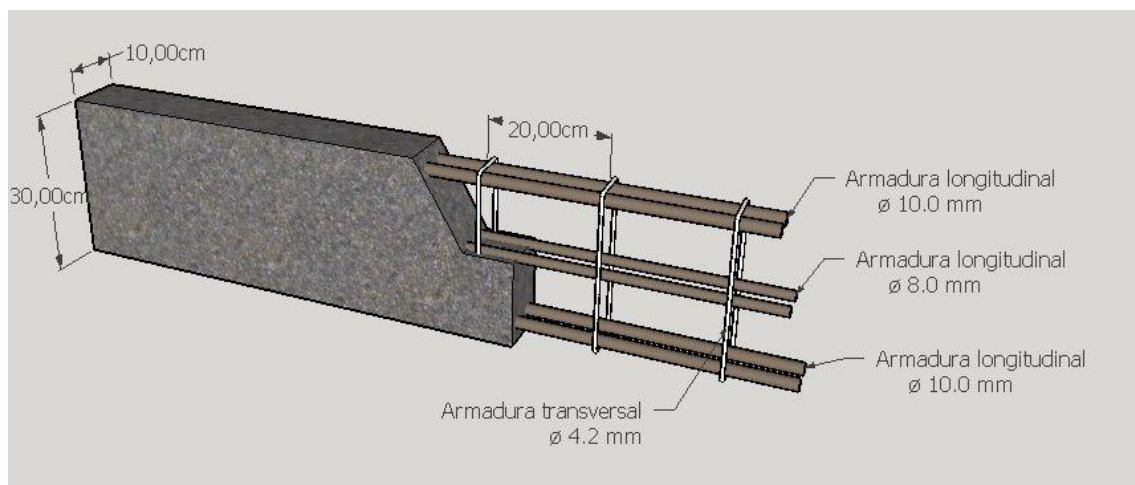
Fonte: Os autores.

No segundo pavimento a seção das vigas foi alterada para 10 x 30 cm. A armadura longitudinal utilizada passou a ser de 4 $\varnothing$ 10 mm e 2 $\varnothing$ 8 mm, mantendo $\varnothing$ 4.2 mm a cada 20 cm para as armaduras transversais. As figuras 4.7 e 4.8 ilustram o posicionamento das armaduras nas vigas do segundo pavimento.

O maior comprimento de vão livre existente na construção é de 3,70 m.

O concreto foi misturado à mão (enxada), sem controle de umidade da areia e armazenamento adequado dos materiais. O traço utilizado foi padronizado em volume de 1:3:3 (cimento, areia, brita).

Figura 4.7: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do segundo pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.8: Caso 01 – vigas do segundo pavimento.

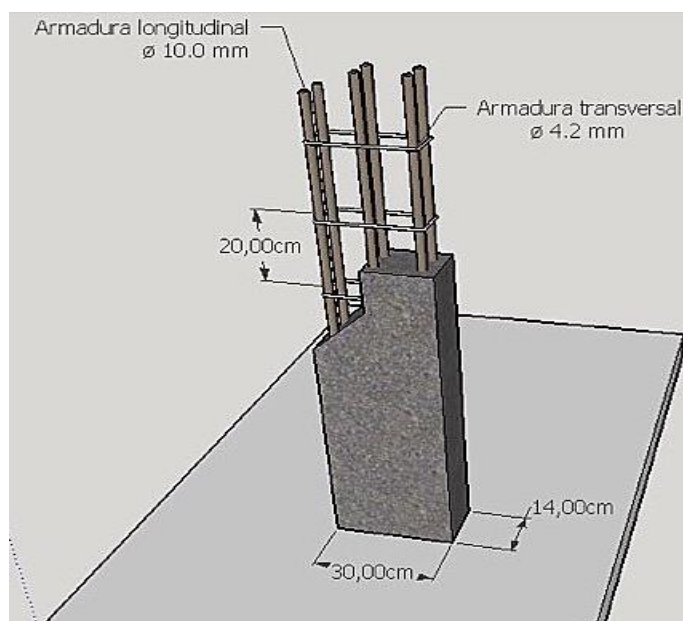


Fonte: Os autores.

4.1.1.3 Pilares

A seção executada nos pilares do pavimento térreo foi de 14 x 30 cm. Nas armaduras adotou-se 6 Ø 10 mm para as longitudinais e Ø 4.2 mm para as transversais, e o espaçamento utilizado foi de 20 cm. A figura 4.9 ilustra o posicionamento das armaduras nos pilares do pavimento térreo.

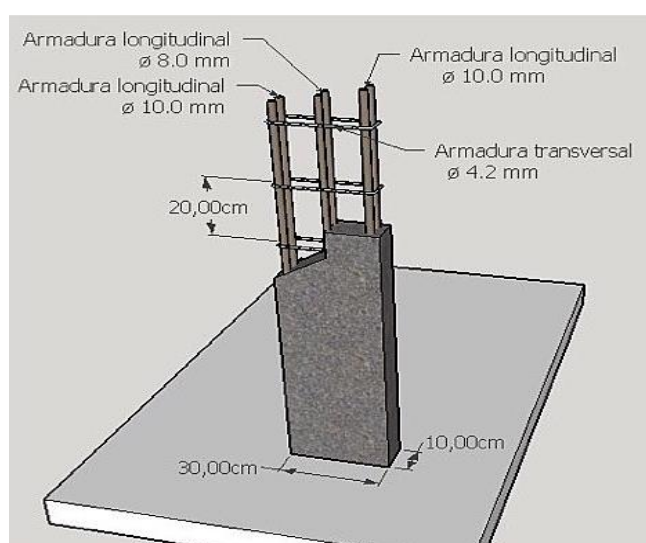
Figura 4.9: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras dos pilares do pavimento térreo.



Fonte: Os autores.

A partir do primeiro pavimento os pilares tiveram a seção alterada para 10 x 30 cm. Utilizou-se armadura longitudinal de 4 ø 10 mm e 2 ø 8 mm, mantendo ø 4.2 mm a cada 20 cm para as armaduras transversais. O esquema de posicionamento das armaduras dos pilares do primeiro pavimento é ilustrado nas figuras 4.10 e 4.11.

Figura 4.10: Caso 01 – Esquema de posicionamento das armaduras dos pilares do primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.11: Caso 01 – Pilar do primeiro pavimento.



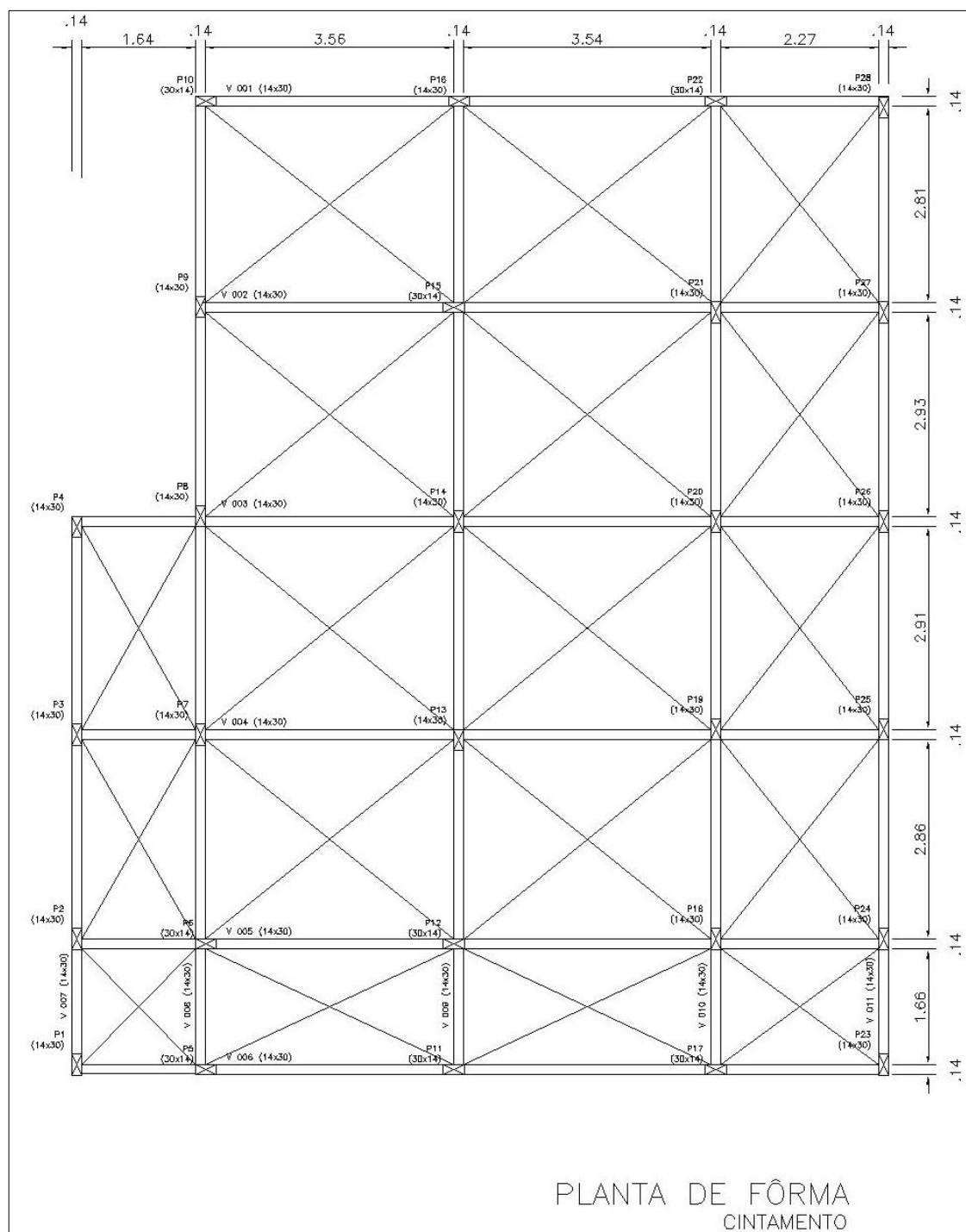
Fonte: Acervo dos autores.

A altura aferida de piso a piso da edificação nos pavimentos foi de 3,06 metros.

Da mesma forma que as vigas, nos pilares o concreto foi misturado à mão (enxada), sem controle de umidade da areia e armazenamento adequado dos materiais, mantendo o traço utilizado padronizado em volume de 1:3:3 (cimento, areia, brita).

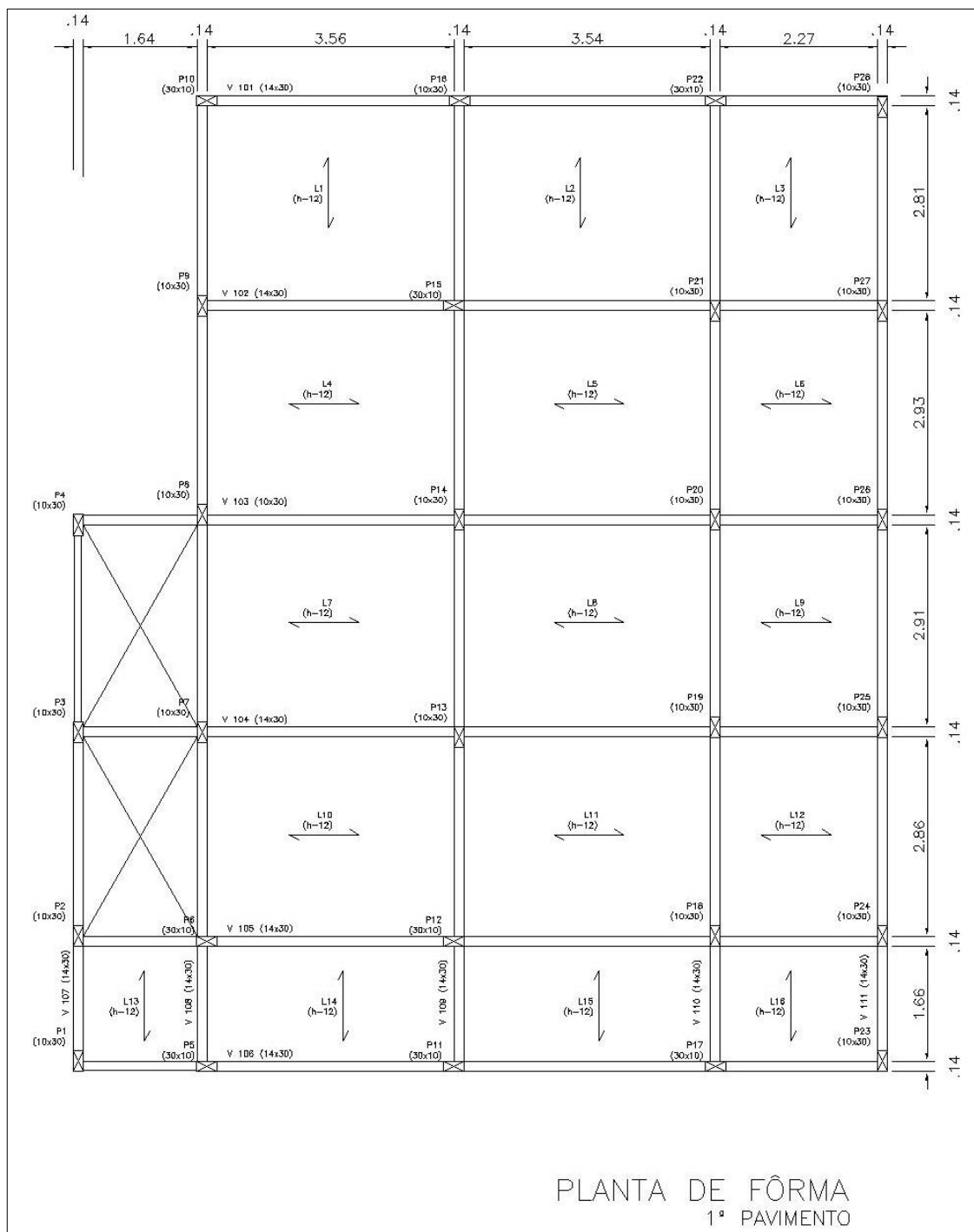
A partir de uma visão do projeto arquitetônico elaborado e com os dados citados neste item, foi feita a concepção da estrutura existente, posicionando os elementos estruturais de acordo com sua disposição na estrutura. As figuras 4.12, 4.13 e 4.14 expõem, respectivamente, as plantas de fôrma de como foi executado o pavimento térreo, primeiro pavimento e segundo pavimento da edificação em estudo.

Figura 4.12: Caso 01 – planta de fôrma do pavimento térreo.



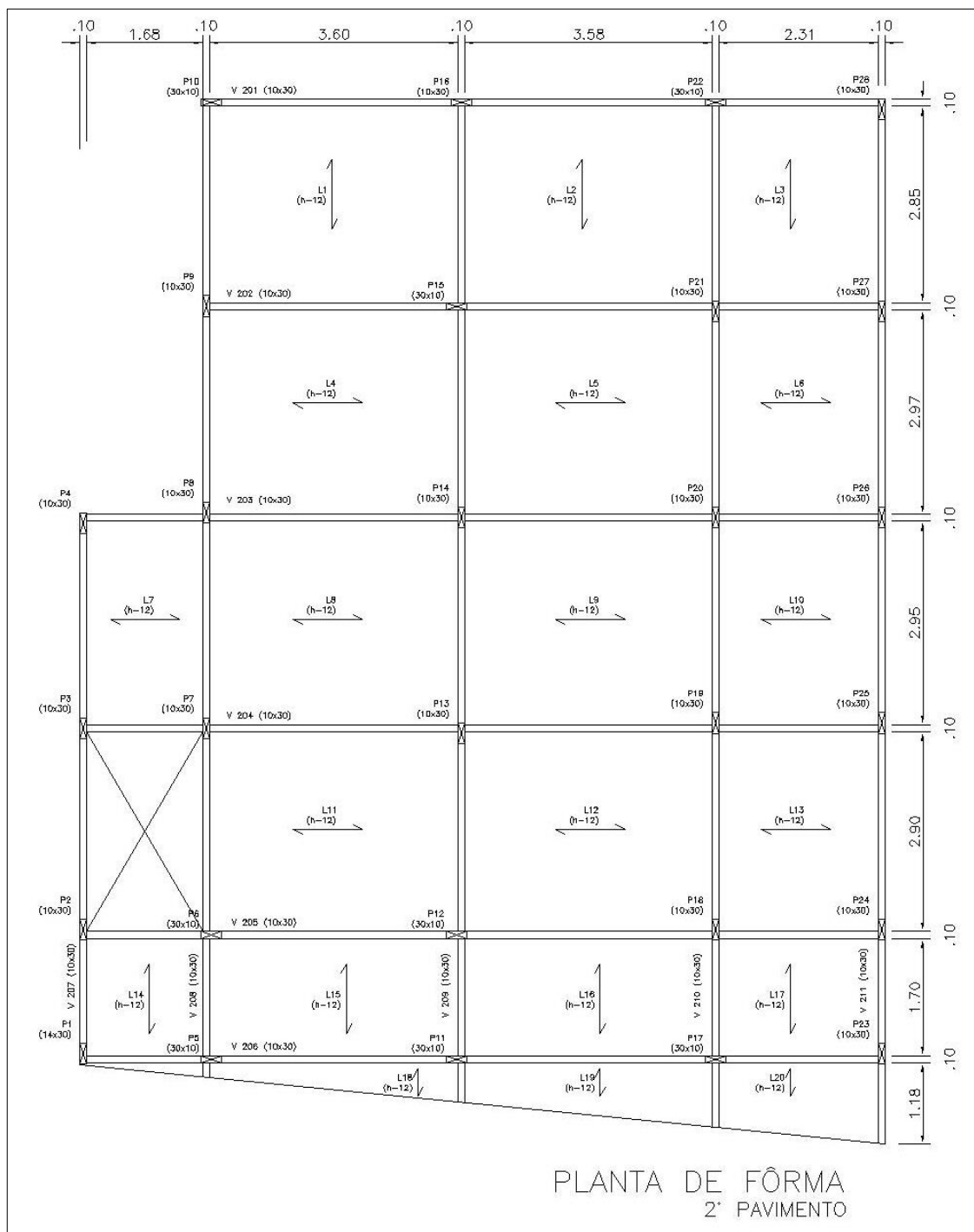
Fonte: Os autores.

Figura 4.13: Caso 01 – planta de fôrma do primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.14: Caso 01 – planta de fôrma do segundo pavimento.



Fonte: Os autores.

4.2 Estudo de caso 02

A edificação do estudo de caso 02 (Figura 4.15) trata-se de uma residência multifamiliar que contém dois pavimentos, sendo a estrutura executada em concreto armado no ano de 2014-2015, sem projeto estrutural, e sem engenheiro responsável pelo acompanhamento da execução dos serviços, localizada no município de Caratinga – MG.

O pavimento térreo possui área total de 88,49 m², sendo composto por sala, três quartos, banheiro social e cozinha. Já o primeiro pavimento possui área total de 90,84 m², sendo composto por sala, dois quartos, suíte, cozinha, área de serviço e varanda. Acima do primeiro pavimento existe uma laje com área de 14,30 m² destinada a dois reservatórios de água com capacidade para 500 litros.

O proprietário da edificação em estudo não planeja executar a construção de outros pavimentos.

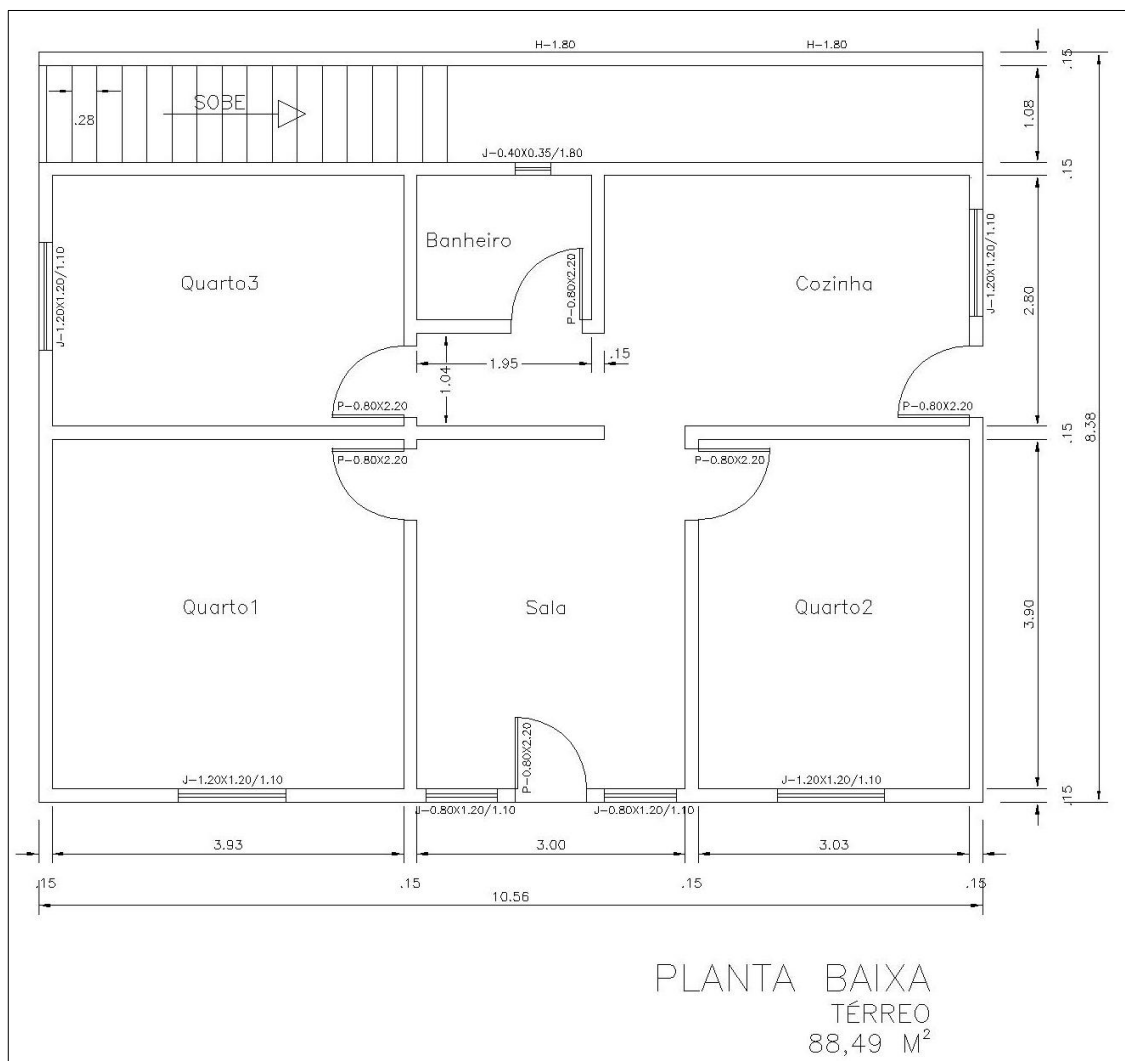
Figura 4.15: Edificação do estudo de caso 02.



Fonte: Acervo dos autores.

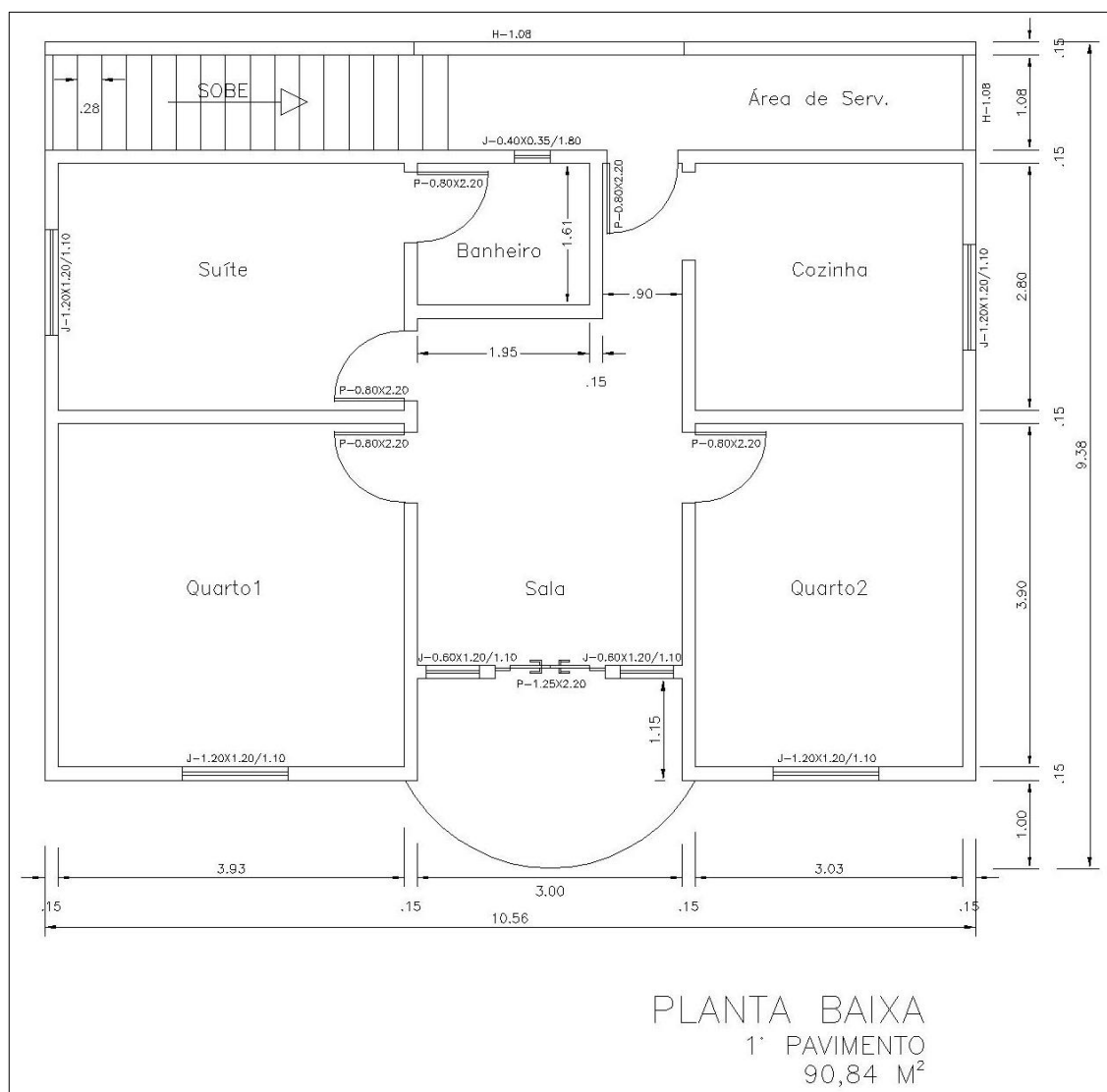
Para que fosse possível realizar as análises propostas neste trabalho foi necessário elaborar o projeto arquitetônico da edificação. As figuras 4.16, 4.17 e 4.18 apresentam, respectivamente, a planta baixa do pavimento térreo, primeiro pavimento e pavimento destinado ao reservatório.

Figura 4.16: Caso 02 – planta baixa do pavimento térreo.



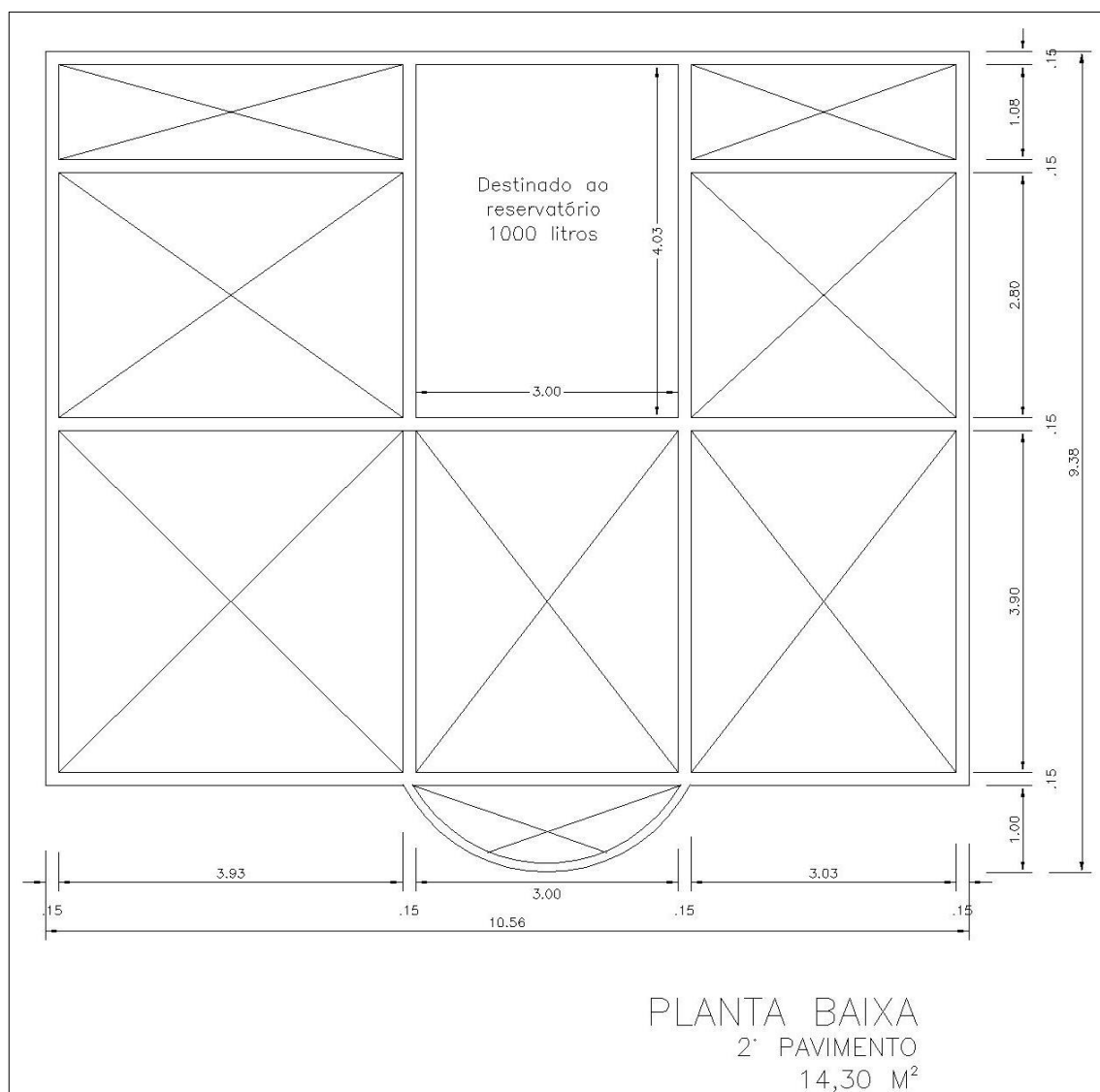
Fonte: Os autores.

Figura 4.17: Caso 02 – planta baixa do primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.18: Caso 02 – planta baixa do pavimento destinado ao reservatório.



Fonte: Os autores.

4.2.1 Análise da estrutura

Durante o levantamento de dados da edificação em estudo, foi realizada a análise da execução dos elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares detalhados a seguir.

4.2.1.1 Lajes

Todas as lajes utilizadas são pré-moldadas com vigotas treliçadas (Figura 4.19), dimensionadas pelo responsável técnico da empresa em que são fabricadas. A estrutura formada pelas vigotas de concreto e ferragem foram posicionadas de forma a dar sustentação aos tijolos cerâmicos – material usado para formar a base da laje enquanto o concreto estava fresco.

Para a armadura de distribuição foi aplicada uma malha de $\varnothing 4.2$ mm c/ 20 cm, cobrimento de concreto com espessura de 4 cm, resultando em uma laje com altura total de aproximadamente 12 cm. Para concretagem da laje o concreto foi misturado à mão (enxada), sem controle de umidade da areia e armazenamento adequado dos materiais. O traço utilizado foi padronizado em volume de 1:3:3 (cimento, areia, brita).

Figura 4.19: Caso 02 – laje pré-moldada.

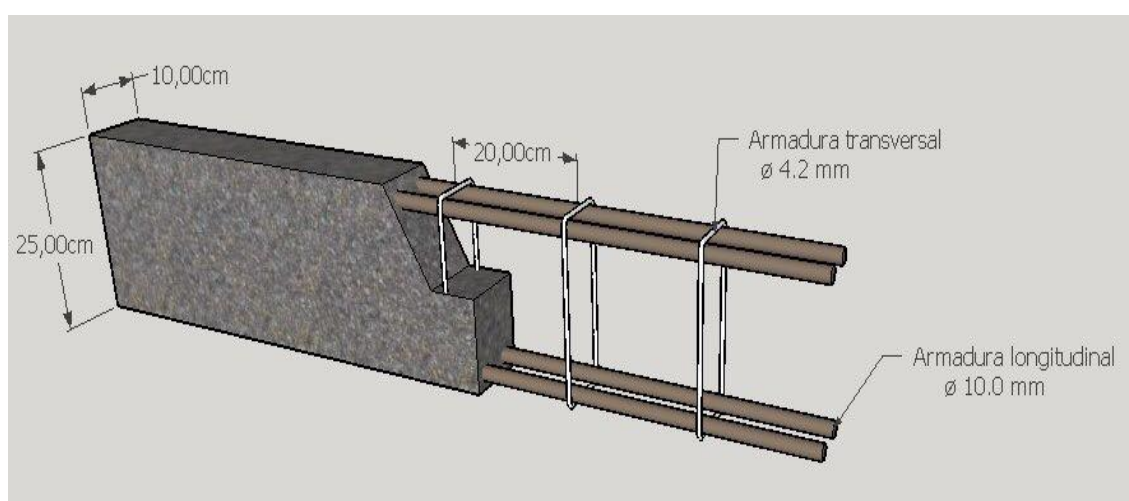


Fonte: Acervo dos autores.

4.2.1.2 Vigas

As vigas do cintamento e do primeiro pavimento foram executadas com seção 10 x 25 cm. A armadura longitudinal utilizada foi de 4 $\varnothing$ 10 mm e a armadura transversal de $\varnothing$ 4.2 mm a cada 20 cm. A figura 4.20 ilustra o posicionamento das armaduras nas vigas do cintamento e do primeiro pavimento.

Figura 4.20: Caso 02 – Esquema de posicionamento das armaduras das vigas do cintamento e primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

No segundo pavimento a seção das vigas se manteve em 10 x 25 cm. A armadura longitudinal utilizada também se manteve em 4 $\varnothing$ 10 mm, e $\varnothing$ 4.2 mm a cada 20 cm para as armaduras transversais, como exemplificado anteriormente na figura 4.20.

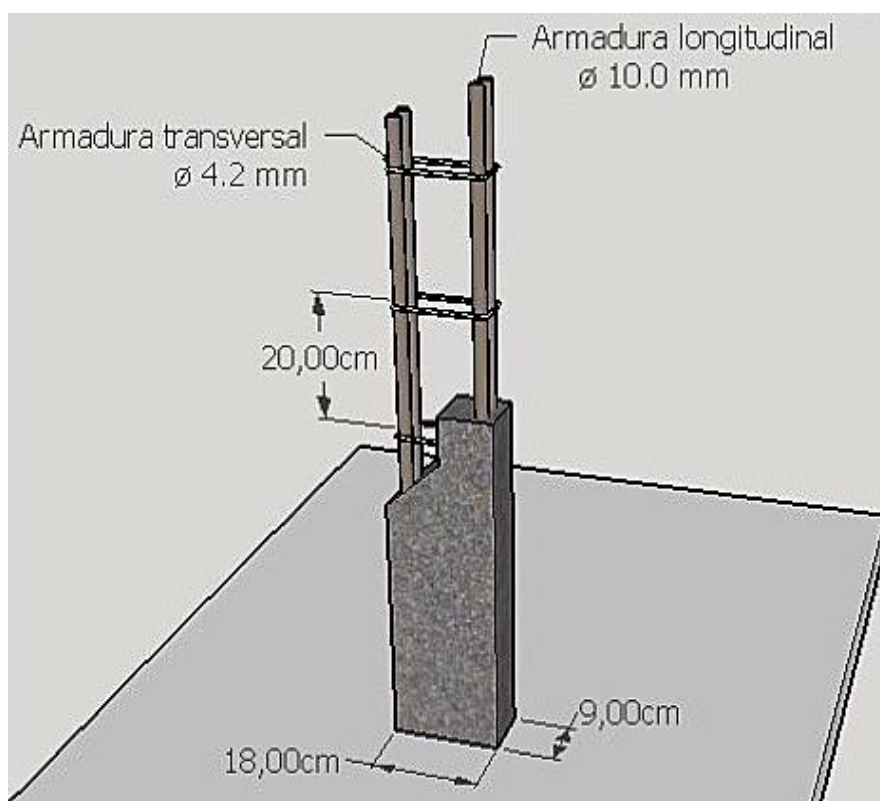
O maior comprimento de vão livre existente na construção é de 4,05 m.

O concreto foi misturado à mão (enxada), sem controle de umidade da areia e armazenamento adequado dos materiais. O traço utilizado foi padronizado em volume de 1:3:3 (cimento, areia, brita).

4.2.1.3 Pilares

O pavimento térreo apresentou mais de uma seção para os pilares, sendo a maior seção executada de 12 x 25 cm e a menor 09 x 18 cm. Nas armaduras adotou-se 4 $\varnothing$ 10 mm para as longitudinais e $\varnothing$ 4.2 mm para as transversais, espaçamento utilizado foi de aproximadamente 20 cm. A figura 4.21 ilustra o posicionamento das armaduras nos pilares com menor seção no pavimento térreo.

Figura 4.21: Caso 02 – Esquema de posicionamento das armaduras do pilar de menor seção do pavimento térreo.



Fonte: Os autores.

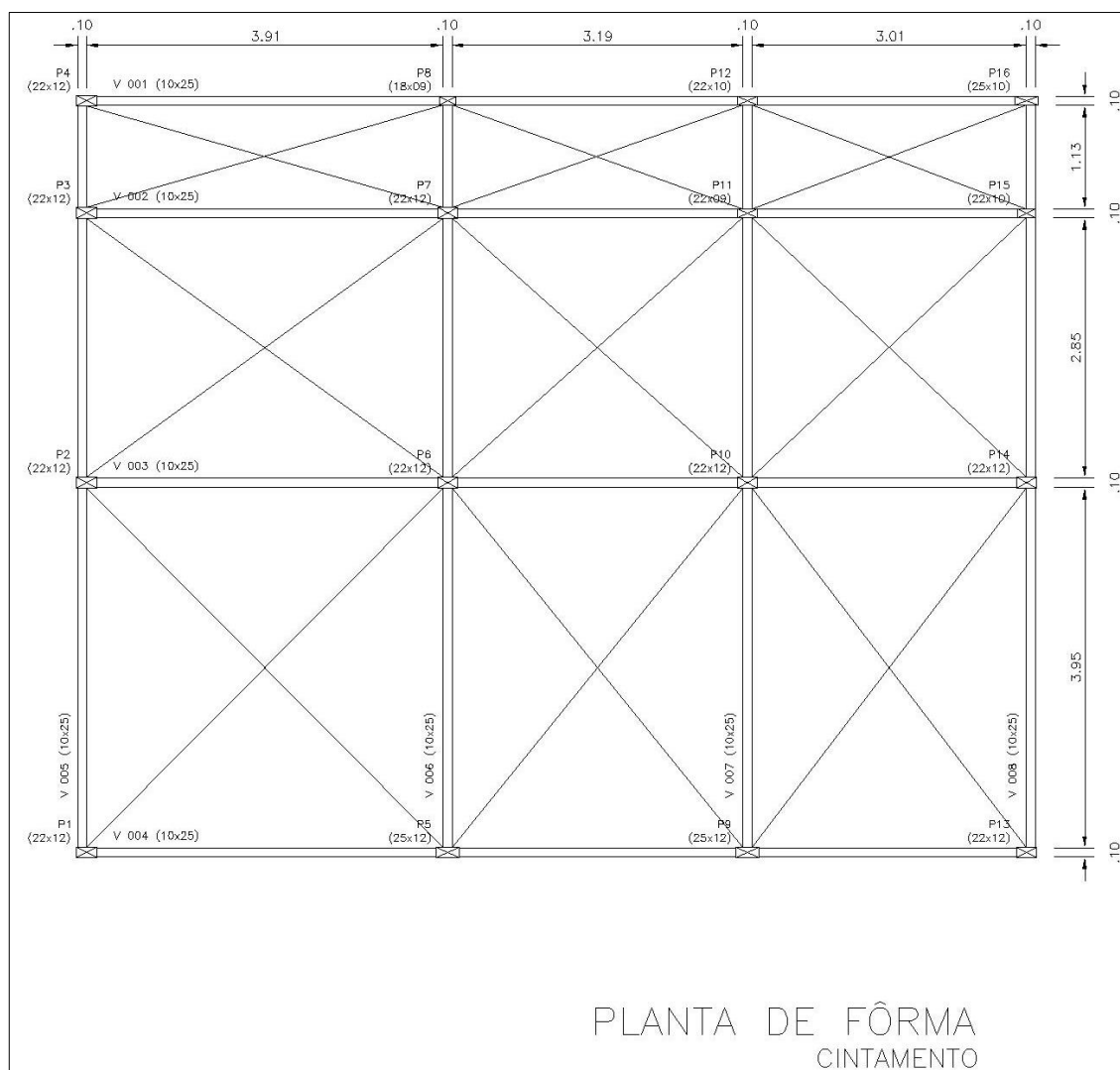
No primeiro pavimento os pilares também apresentaram variações na seção, seguindo o padrão adotado no pavimento térreo. Para as armaduras longitudinais e transversais também foram mantidos as dimensões e o posicionamento.

A altura aferida de piso a piso para o térreo e o primeiro pavimento foi de 3,00 metros. Já a altura do pavimento destinado ao reservatório é de 2,00 metros.

Da mesma forma que as vigas e as lajes, nos pilares o concreto foi misturado à mão (enxada), sem controle de umidade da areia e armazenamento adequado dos materiais, com traço utilizado padronizado em volume de 1:3:3 (cimento, areia, brita).

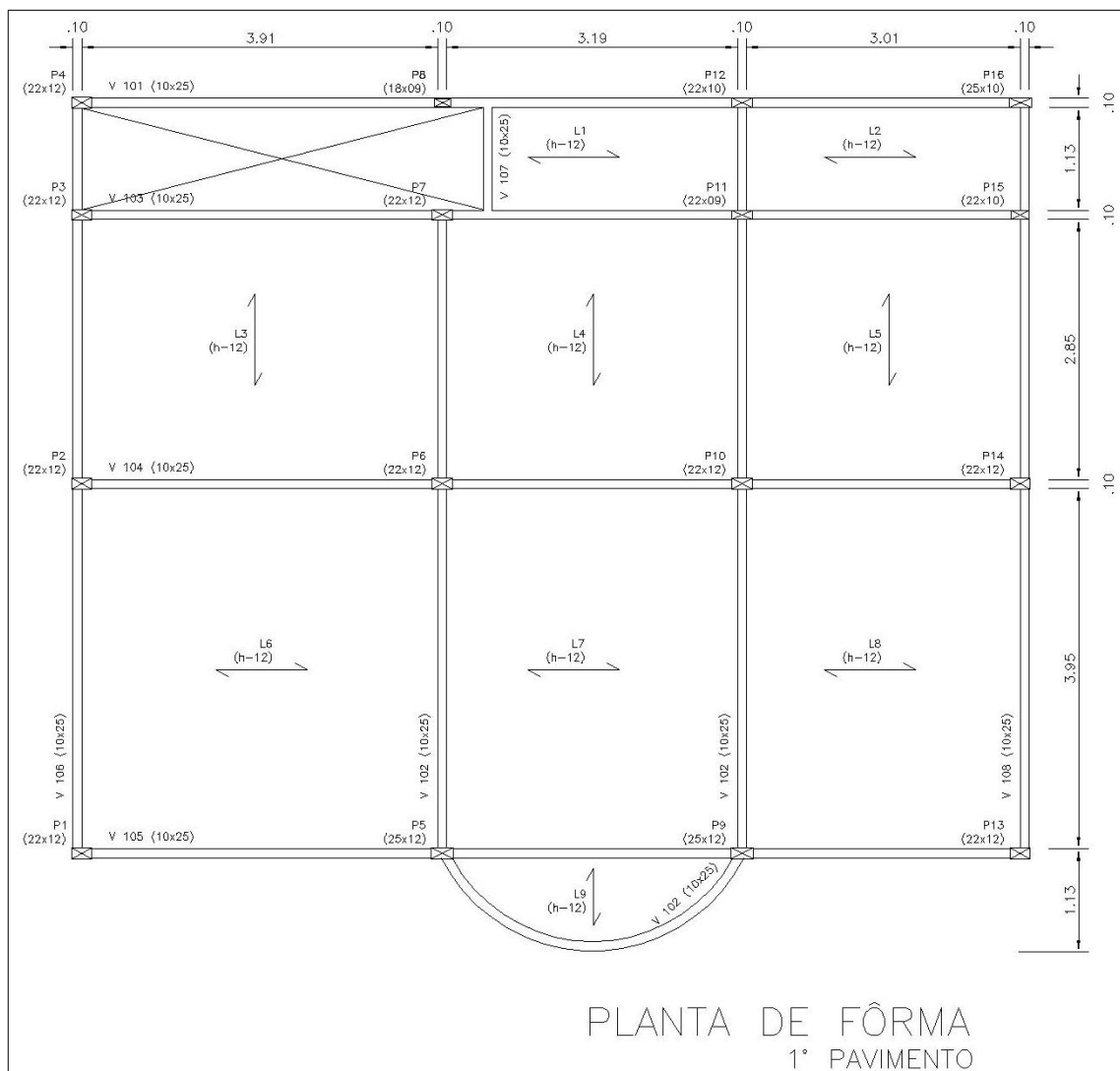
A partir de uma visão do projeto arquitetônico elaborado e com os dados citados neste item, foi feita a concepção da estrutura existente, posicionando os elementos estruturais de acordo com sua disposição na estrutura original. As figuras 4.22, 4.23 e 4.24 expõem, respectivamente, as plantas de fôrma de como foi executado o pavimento térreo, primeiro pavimento e o pavimento destinado ao reservatório da edificação em estudo.

Figura 4.22: Caso 02 – planta de fôrma do pavimento térreo.



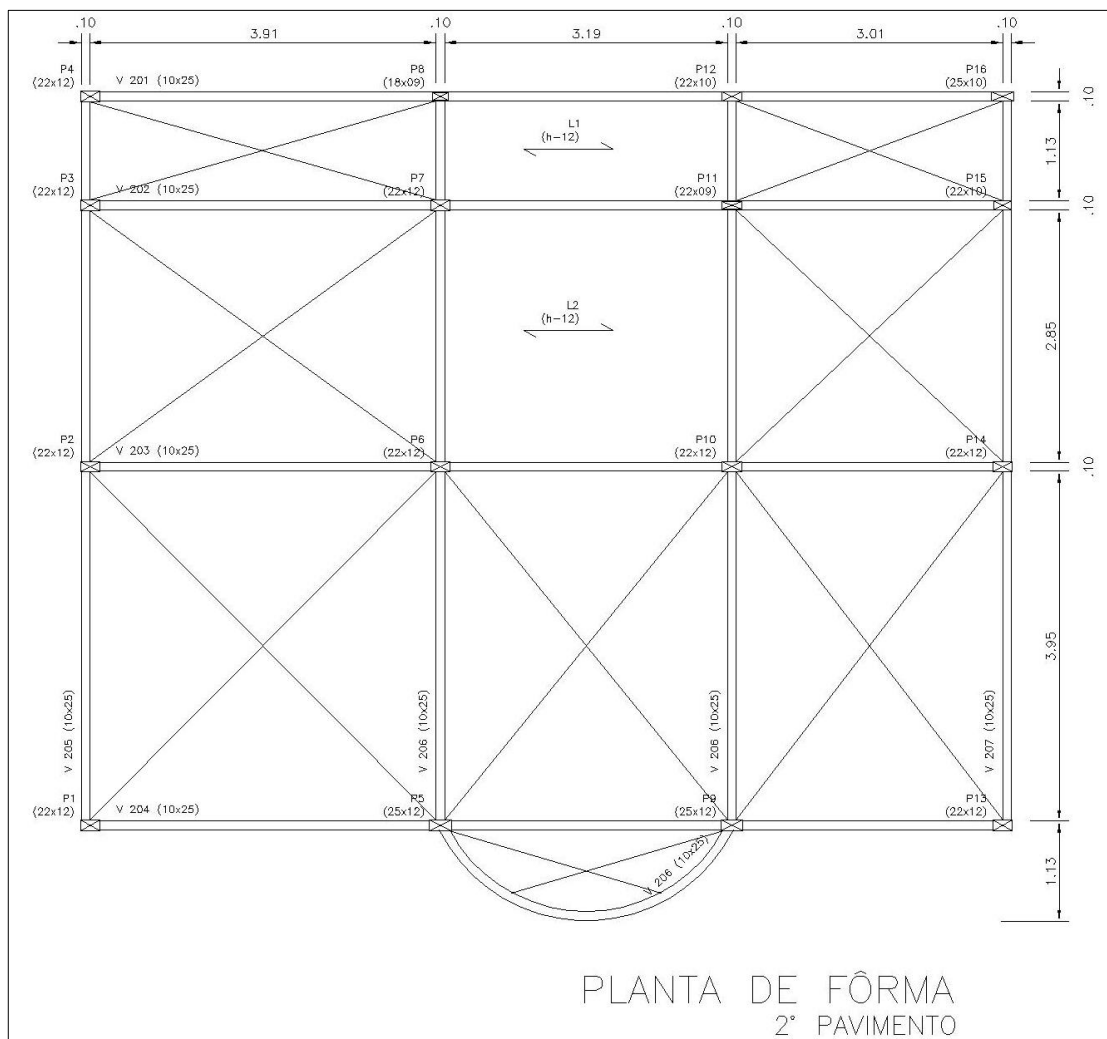
Fonte: Os autores.

Figura 4.23: Caso 02 – planta de fôrma do primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 4.24: Caso 02 – planta de fôrma do pavimento destinado ao reservatório.



Fonte: Os autores.

5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

A não contratação do engenheiro civil e a falta de utilização de projetos na execução de edificações, é uma prática bastante comum no Brasil. À vista disso, a aplicação de um questionário possibilitou exemplificar que esta realidade também está presente no município de Caratinga, bem como auxiliou na escolha das duas edificações que se tornaram os estudos de caso dessa pesquisa.

Inicialmente, deve-se ressaltar que os resultados a serem expressos por meio do questionário não devem ser generalizados, considerando que a quantidade amostral de 16 edificações é pequena, atuando somente como instrumento de complementação para o objetivo final do estudo.

Constatou-se que é significativo o número de edificações construídas sem planejamento, ou seja, 81,25 % das obras visitadas. Entretanto, dos 18,75 % que disseram ter algum tipo de projeto executivo, todos se referiam a um projeto arquitetônico ou a um rascunho feito à mão com a divisão dos ambientes.

Em todos os casos analisados, a importância do engenheiro civil quanto a elaboração e acompanhamento de projetos é de conhecimento dos proprietários. Porém, mesmo cientes dessa importância, eles optam pela não contratação de mão de obra especializada, por acreditarem que os serviços de um engenheiro civil possuem custo elevado. Vale ressaltar que a maioria não chegou a fazer contato com um profissional da área, para saber se de fato não teria condições financeiras para tal contratação.

Percebe-se também que as edificações analisadas não apresentaram projeto estrutural, que é um projeto fundamental na construção civil. Fato este que é contraditório quando os proprietários afirmam que o projeto estrutural é necessário em qualquer tipo de edificação.

Quanto ao responsável pela execução da obra, quando questionado, o proprietário atribui essa responsabilidade ao pedreiro contratado, mas em nenhum momento é elaborado um contrato que documenta este fato, o que torna o proprietário o único responsável por sua edificação. Porém, nem o pedreiro e nem o proprietário possuem formação devida para exercer essa função.

Embora sem responsável técnico qualificado, a maioria das edificações foram consideradas seguras por seus proprietários, ou seja, sem riscos de acidentes. Esta confiança se deve ao fato de o proprietário acreditar que o pedreiro possui conhecimento suficiente para executar a obra, uma vez que ele foi bem recomendado por realizar outras obras que não apresentaram nenhum tipo de problema grave na estrutura.

É notório, através dos resultados obtidos na aplicação do questionário, que em diversos momentos houve contradição em relação ao que o proprietário respondeu e ao que de fato foi feito. Essa contradição está relacionada a falta de conhecimento especializado sobre a construção civil.

5.1 Estudo de caso 01 – Resultados obtidos

Conhecendo todos os elementos que constituem a estrutura, foi possível realizar uma análise comparativa dos dados coletados com os parâmetros estipulados pela ABNT NBR 6118:2014. É aceitável se basear nesta atualização da norma porque a edificação foi concebida após sua última atualização.

Analisando as exigências da ABNT NBR 6118 de 2014 em relação as dimensões mínimas da seção dos elementos, constatou-se que para o cintamento e pavimento térreo todos os elementos apresentam dimensões aceitáveis. Já em relação ao primeiro pavimento, apenas as lajes e as vigas atenderam a essas exigências.

As vigas do segundo pavimento executadas com dimensão de 10 x 30 cm não atende ao item 13.2.2 desta norma, que especifica que a seção transversal não deve apresentar largura menor que 12 cm, exceto para casos especiais em que o mínimo absoluto é de 10 cm de acordo com as condições dispostas nesse mesmo item, onde nenhuma delas se enquadra às vigas da edificação em questão. A figura 5.1 ilustra a menor dimensão das vigas analisadas.

Foi possível verificar também que na edificação existem paredes construídas diretamente sobre a laje pré-moldada, como as paredes do banheiro e do corredor

central. Em lajes pré-moldadas, com objetivo de evitar as flechas, não é orientado a construção de paredes diretamente sobre as lajes.

Figura 5.1: Caso 01 – viga com menor dimensão de 10 cm.



Fonte: Acervo dos autores.

Esta norma também especifica em seu item 13.2.3 que a seção dos pilares não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, exceto para casos especiais que permite considerar dimensões mínimas entre 14 cm e 19 cm desde que se aplique um coeficiente adicional sobre os esforços solicitantes no elemento. O item também determina que em qualquer caso a área da seção transversal do pilar deve ser superior a 360 cm². Sendo assim, como os pilares do primeiro pavimento apresentam seção transversal de 10 x 30 cm, eles não atendem a este item em nenhuma de suas especificações citadas. A figura 5.2 ilustra a menor dimensão dos pilares analisados.

Figura 5.2: Caso 01 – pilar com menor dimensão de 10 cm.



Fonte: Acervo dos autores.

Sobre as barras de aço adotadas para compor a armadura transversal dos elementos estruturais, é possível observar que foram empregadas barras com bitola inferior as estipuladas pela norma. Em toda edificação, nas vigas e nos pilares, foram empregados estribos com diâmetro de 4,2 mm. Este diâmetro adotado não atende a norma em seu item 18.3.3.2, que determina que o menor diâmetro aceitável para as barras transversais é de 5,0 mm.

A utilização de estribos com diâmetro de 4,2 mm foi possível ser comprovada, uma vez que na obra ainda existiam caixas com as sobras dos estribos já montados. A figura 5.3 ilustra o estribo utilizado na edificação.

Figura 5.3: Caso 01 – estribos com 4,2 mm utilizados na obra.



Fonte: Acervo dos autores.

Nas armaduras longitudinais das vigas do cintamento, primeiro pavimento e segundo pavimento foi possível identificar que existem barras de aço posicionadas em local próximo a linha neutra da peça estrutural, ou seja, no meio da viga.

O posicionamento da barra de aço no meio da seção da viga só foi possível ser comprovado pelo uso do aparelho pacômetro. Esse posicionamento não é eficiente, uma vez que a barra se encontra próximo a região neutra da peça, onde pode-se considerar que esta barra não está desempenhando sua função de forma adequada, por estar posicionada em uma área onde os esforços de tração são quase nulos se comparados com os esforços nas bordas da seção transversal.

A localização desta barra de aço é ilustrada pela figura 5.4 onde o sinal luminoso vermelho emitido pelo aparelho pacômetro sinaliza que naquele lugar existe uma barra de aço na posição longitudinal.

Figura 5.4: Localização por ensaio de pacômetria das barras posicionadas próximo a linha neutra do elemento.



Fonte: Acervo dos autores.

No item 18.4.2.1 determina que o menor diâmetro aceitável para barras longitudinais em pilares é de 10 mm. Desta forma, o arranjo de 6 $\varnothing$ 10 mm utilizado nos pilares do pavimento térreo satisfazem a condição imposta neste item. No primeiro pavimento, embora tenha se usado 4 $\varnothing$ 10 mm nas extremidades da seção, 2 $\varnothing$ 8 mm foram utilizadas no meio da maior dimensão do pilar, o que pode se caracterizar como divergência em relação, especificamente, a esta exigência da norma.

Nos elementos estruturais desta edificação não existe armadura exposta, porém o cobrimento mínimo estipulado por norma para essa região é de 25 mm, uma vez que, de acordo com o item 6.4.2 da norma analisada, a construção está em local classificado com classe de agressividade ambiental II.

Nas lajes L3, L4, L5, L7, L8, L10 e L11 do primeiro pavimento existem vigotas de concreto armado posicionadas no maior vão da laje. Este posicionamento deve ser feito preferencialmente paralelo ao menor vão da laje, facilitando o caminho das cargas atuantes até as vigas e melhorando o dimensionamento da estrutura. Já no segundo pavimento os posicionamentos no maior vão acontece nas lajes L3, L4, L5, L7, L8, L9, L11 e L12. Este posicionamento pode ser verificado nas figuras 4.13 e 4.14 no capítulo 4 deste trabalho.

Como o concreto confeccionado para compor as vigas e pilares desta estrutura foi misturado a mão (enxada), sem controle de umidade e armazenamento,

realizou-se o ensaio de esclerometria nestes elementos como forma de obter a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Estes ensaios foram realizados no primeiro pavimento, onde o acesso aos elementos da estrutura era favorável, pois ainda se encontrava em fase de acabamento.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para as vigas analisadas através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.1.

Quadro 5.1: Obtenção do f_{ck} das vigas – Estudo de caso 01.

ESTUDO DE CASO 01 - ENSAIO ESCLEROMETRIA VIGAS						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IEa Médio	f_{ck} (MPa)
Viga 202	21,89	22,29	22,09	1,03	22,75	11,63
Viga 205	23,38	25,56	24,47	1,03	25,20	14,34
Viga 208	24,83	22,40	23,62	1,03	24,32	13,34
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; fck – Resistência à compressão característica.						

Fonte: Os autores.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para os pilares analisados através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.2.

Quadro 5.2: Obtenção do f_{ck} dos pilares – Estudo de caso 01.

ESTUDO DE CASO 01 - ENSAIO ESCLEROMETRIA PILAR						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IE a Médio	f_{ck} (MPa)
Pilar 14	29,13	26,13	27,63	1,03	28,46	18,41
Pilar 17	25,14	23,83	24,49	1,03	25,22	14,36
Pilar 24	26,56	25,50	26,03	1,03	26,81	16,29
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; fck – Resistência à compressão característica.						

Fonte: Os autores.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para as lajes analisadas através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.3.

Quadro 5.3: Obtenção do f_{ck} das lajes – Estudo de caso 01.

ESTUDO DE CASO 01 - ENSAIO ESCLEROMETRIA LAJE						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IE a Médio	* f_{ck} MPa)
Laje 02 – PV1	24,38	26,00	25,19	1,03	25,95	23,00
Laje 04 – PV1	26,44	25,88	26,16	1,03	26,94	24,00
Laje 10 – PV1	24,43	24,22	24,94	1,03	25,69	22,70
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; * f_{ck} – Resistência à compressão característica considerando o fator de correção de posição.						

Fonte: Os autores.

Através dos dados obtidos nos quadros 5.1 e 5.2, foi possível constatar que para todas as vigas e pilares analisados, os valores da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) não atenderam as determinações da ABNT NBR 6118:2014, que fixa o f_{ck} de 20 MPa como mínimo a ser utilizado para resistência estrutural em edificações permanentes.

Para as lajes, analisando o quadro 5.3, foi possível perceber que os valores de f_{ck} encontrados nos ensaios de esclerometria atenderam ao valor de 20 MPa fornecido pela empresa de concretagem. Por se tratar de concreto usinado, onde valor de resistência é aferido e fornecido em nota fiscal, o ensaio foi realizado apenas com o objetivo de comprovar se a fornecedora de fato atendeu à solicitação do proprietário. Uma vez que não existia engenheiro responsável pela execução para realizar este controle.

Vale salientar que, como a edificação está em ambiente classificado como classe de agressividade ambiental II (CAA-II), a norma supracitada ainda orienta em seu item 7.4 que o f_{ck} a ser utilizado deve ser ≥ 25 MPa, para edificações com essa classificação.

Outro fato que deve ser destacado diz respeito à forma como o concreto é produzido. Na concretagem das vigas e pilares, onde o concreto foi misturado à mão

(enxada) e sem controle da relação água/cimento, todos os f_{ck} obtidos foram inferiores aos f_{ck} das lajes, em que foi utilizado concreto usinado. O que comprova, que quando é realizado o controle do concreto de forma mais rigorosa, é possível obter uma estrutura mais resistente e duradoura.

5.1.1 Estudo de caso 01 – Projeto estrutural

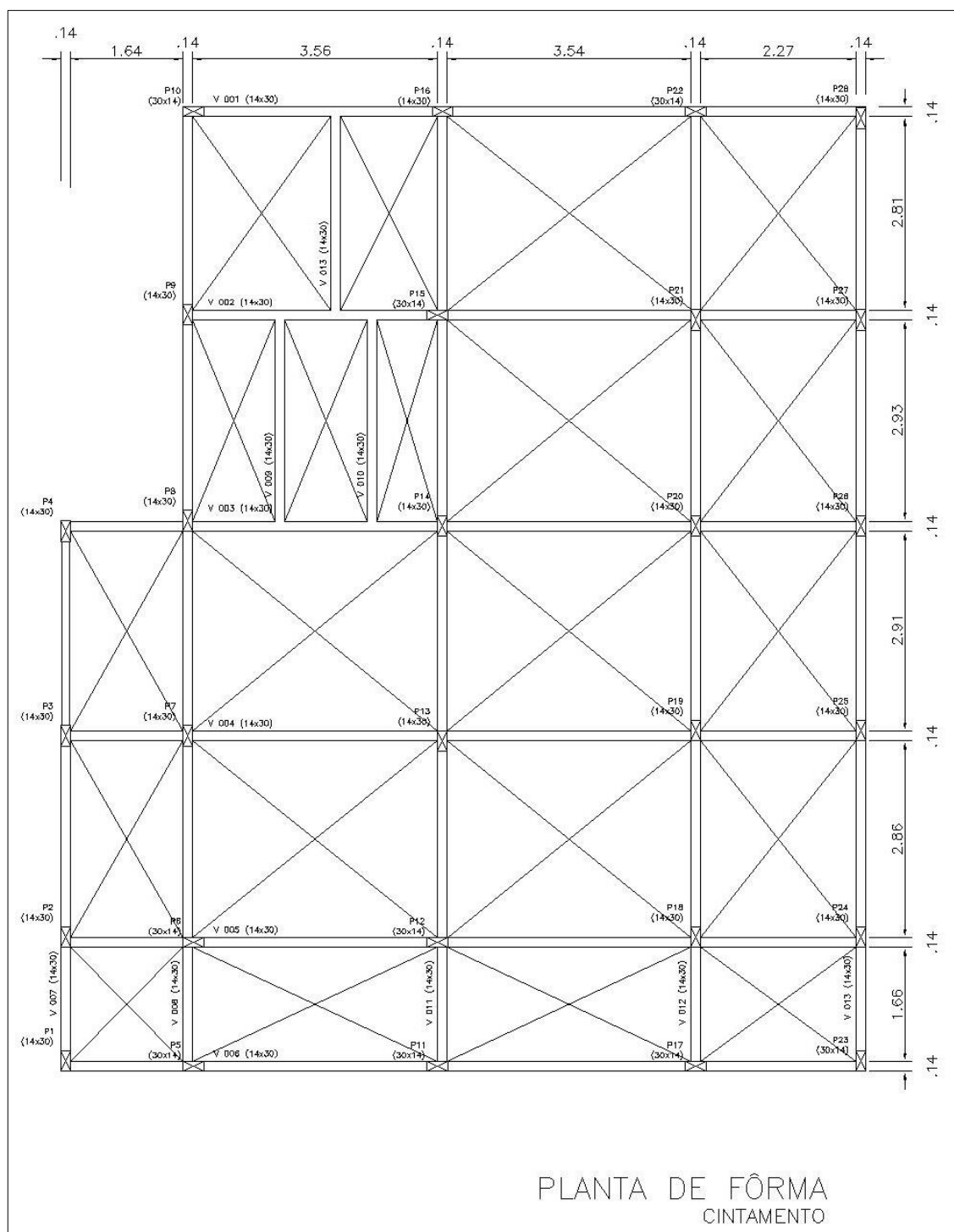
Para dar continuidade a análise da estrutura, elaborou-se um projeto estrutural mantendo o posicionamento de todos os elementos existentes na edificação. Porém, foi necessário alterar as dimensões dos elementos estruturais que se encontravam abaixo do mínimo permitido pela norma ABNT NBR 6118:2014, uma vez que o software Cypecad não admite lançamento de dados que não atendem às especificações desta norma. O mesmo é feito em relação ao f_{ck} do concreto, que se mostrou abaixo do mínimo estipulado pela norma para alguns dos elementos que compõe a estrutura.

Desta forma, foi admitido para todos os andares a seção transversal dos pilares de 14 x 30 cm, e para as vigas também adotou-se a seção transversal de 14 x 30 cm. A distância de piso a piso (pé-direito) da estrutura foi mantida, sendo de 3,06 metros. Para as lajes manteve-se o mesmo material que compôs a construção original, apenas alterando a orientação de algumas vigotas treliçadas buscando organizá-las paralelas ao menor vão.

Para uma melhor distribuição dos esforços na estrutura, foram acrescentados na planta de fôrma algumas vigas, sendo posicionadas abaixo das paredes dos banheiros e do corredor, uma vez que na estrutura original não existe estas vigas e as paredes tinham seu peso descarregado diretamente na laje pré-moldada.

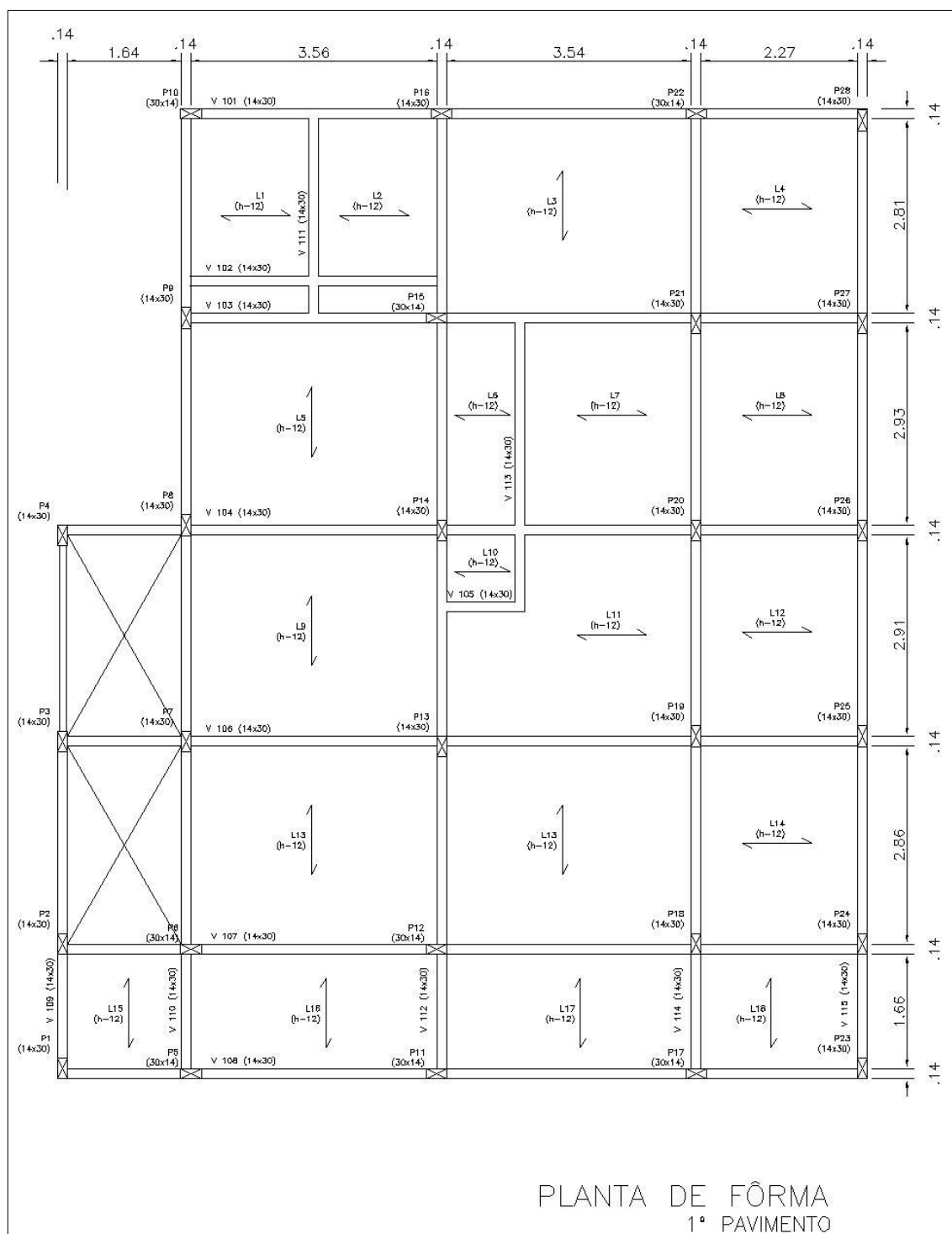
As plantas de forma utilizada para o lançamento da estrutura são ilustradas nas figuras 5.5, 5.6 e 5.7.

Figura 5.5: Caso 01 – planta de forma adaptada para o pavimento térreo.



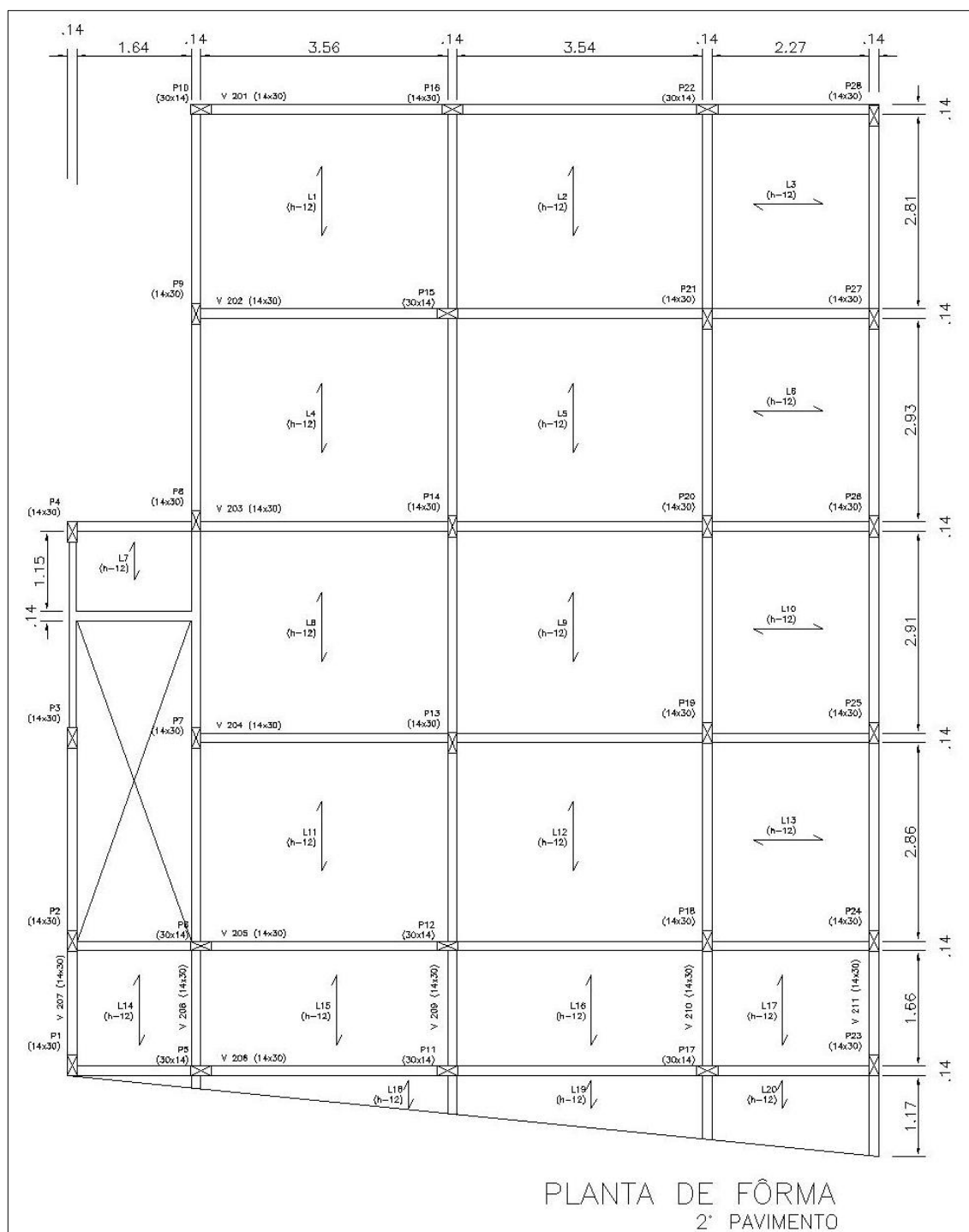
Fonte: Os autores.

Figura 5.6: Caso 01 – planta de forma adaptada para o primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 5.7: Caso 01 – planta de forma adaptada para o segundo pavimento.



Fonte: Os autores.

Para a realização dos cálculos e a análise da estrutura em estudo pelo software CypeCad, considerou-se os seguintes parâmetros de dimensionamento:

- I. Edificação executada em concreto armado com 3 pavimentos;
- II. Vigas e pilares de 14 x 30 cm;

- III. Distância entre pisos: 3,06 metros;
- IV. Paredes: 15 cm;
- V. Alvenaria: 09 cm (Tijolo cerâmico);
- VI. Revestimento em argamassa: 5 cm;
- VII. Concreto: C25;
- VIII. Aço: CA – 50 e CA – 60;
- IX. Brita 1: 19 mm;
- X. CAA-II.

É necessário realizar o levantamento das cargas atuantes sobre as vigas, para que essas sejam lançadas no CypeCad. Sendo assim, adotou-se o seguinte carregamento para a edificação estudada:

I. Sobrecarga de utilização:

De acordo com a ABNT NBR 6120:1980, a edificação residencial tem uma sobrecarga de 1,50KN/m².

II. Peso próprio da parede de alvenaria de tijolo cerâmico furado:

Altura da parede x Largura do tijolo x peso específico do tijolo

$$2,76 \text{ m} \times 0,09 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 3,23 \text{ kN/m}.$$

III. Peso próprio do reboco:

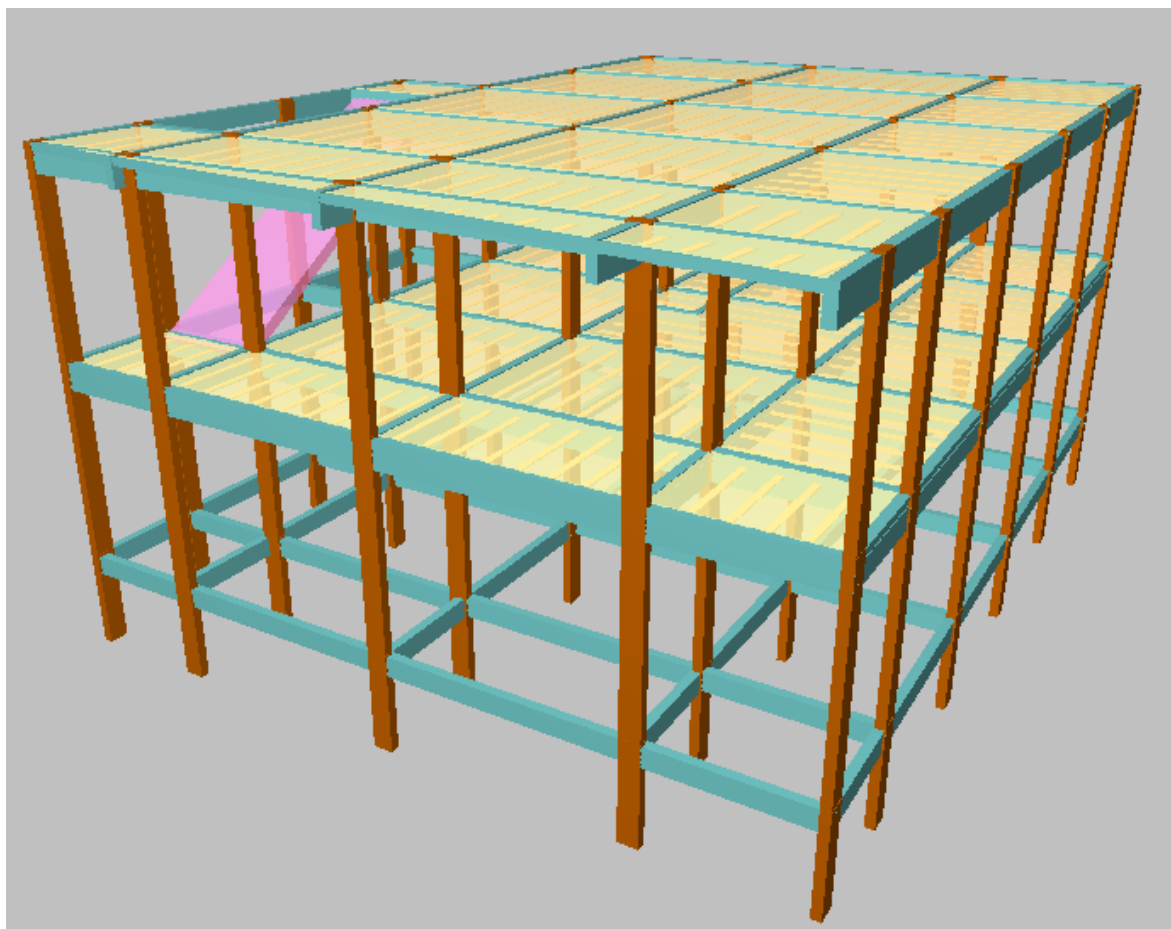
Altura da parede x Espessura total do reboco na parede x peso específico da argamassa (cimento e areia)

$$2,76 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 2,62 \text{ kN/m}.$$

✓ Carregamento linear total sobre as vigas = 5, 85 kN/m.

Após os ajustes e lançamento dos dados necessários no software foi possível visualizar o arranjo da estrutura em 3D (Figura 5.8), para melhor compreensão da edificação.

Figura 5.8: Caso 01 – Modelagem 3D da edificação.



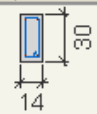
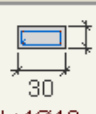
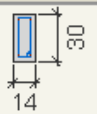
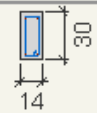
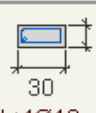
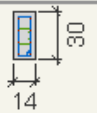
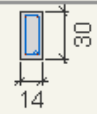
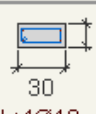
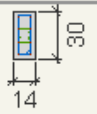
Fonte: Os autores.

5.1.2 Estudo de caso 01 – Análise dos resultados expressos pelo *Cypecad*

Realizado o projeto no *Cypecad*, foram gerados os relatórios com os resultados obtidos a partir do dimensionamento adotado. Por meio destes relatórios foi possível analisar as armaduras dos pilares e das vigas e compara-las com os dados que foram levantados no estudo de caso 01.

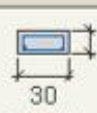
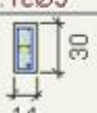
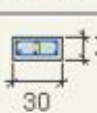
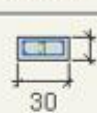
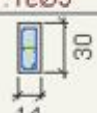
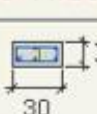
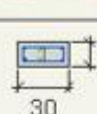
O software gerou um quadro que mostra a distribuição das barras adotadas para os pilares de seção 14 x 30cm. Esse quadro pode ser analisado através das figuras 5.9 e 5.10.

Figura 5.9: Caso 01 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 1.

		P01, P02, P03, P04, P07, P08, P09, P18, P19, P20, P23, P24, P25, P26, P27 e P28	P05, P06, P10, P11, P12, P17 e P22	P13
2 PAVIMENTO	6,12m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5
1 PAVIMENTO	3,06m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10+Y4Ø10 T:1eØ5+X2rØ5
0 CINTAMENTO	0m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10+Y4Ø10 T:1eØ5+X2rØ5

Fonte: Os autores.

Figura 5.10: Caso 01 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 2.

		P14	P15	P16	P21
2 PAVIMENTO	6,12m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5
1 PAVIMENTO	3,06m	 L:4Ø12.5+Y2Ø12.5 T:1eØ5+X1rØ5	 L:4Ø12.5+X2Ø12.5 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+Y2Ø10 T:1eØ5+X1rØ5
0 CINTAMENTO	0m	 L:4Ø12.5+Y2Ø12.5 T:1eØ5+X1rØ5	 L:4Ø12.5+X2Ø12.5 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+Y2Ø10 T:1eØ5+X1rØ5

Fonte: Os autores.

Através dos dados apresentados nos quadros das figuras 5.9 e 5.10 foi possível perceber que o arranjo indicado pelo *Cypecad* para as barras na maioria dos pilares do cintamento e do térreo, foi de 4 Ø 10 mm, indicando que, se comparada à distribuição de barras adotadas na edificação em questão (6 Ø 10 mm),

foram utilizadas mais barras do que o essencial, caracterizando em um superdimensionamento destes pilares.

Por outro lado, o pilar P13, com 8 $\varnothing$ 10mm, e os pilares P14 e P15, com 6 $\varnothing$ 12,5mm, pilares de centro, apresentaram necessidade de armadura superior a armadura utilizada na edificação em questão (6 $\varnothing$ 10mm), indicando, portanto, que houve um mau dimensionado. Já para os pilares P16 e P21 o arranjo adotado se mostrou adequado ao arranjo utilizado na edificação.

Vale ressaltar que a dimensão dos pilares do cintamento e do pavimento térreo, não sofreu alteração de seção transversal, mantendo os 14 x 30 cm adotados na edificação em estudo.

Nos pilares do primeiro pavimento, em que a seção utilizada de 10 x 30 cm se mostrou inferior as dimensões mínimas estipuladas pela ABNT NBR 6118:6014, foi necessário alterar a seção para 14 x 30 cm. Através dos quadros 5.9 e 5.10, pode-se perceber que para este pavimento o *software* indicou que para todos os pilares o arranjo necessário foi de 4 $\varnothing$ 10mm, o que mostra que em todo o pavimento os pilares foram superdimensionados, uma vez que o arranjo adotado pela edificação em estudo foi de 4 $\varnothing$ 10mm + 2 $\varnothing$ 8mm.

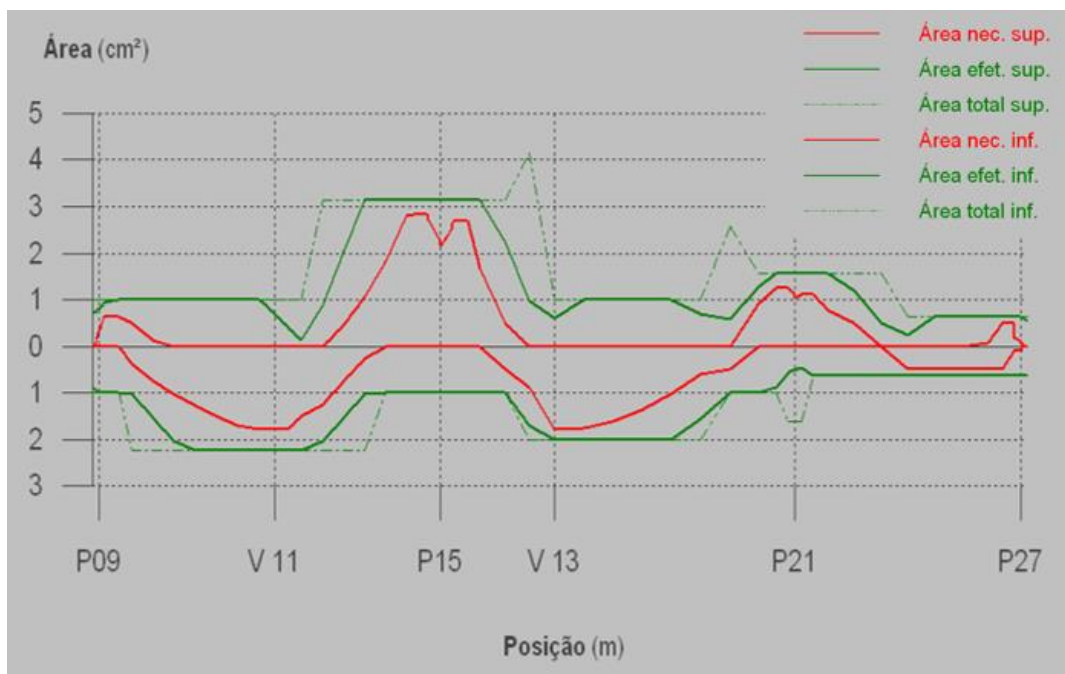
Em relação as armaduras transversais, além de apresentar diâmetro incorreto, por meio do *Cypecad* foi possível constatar que o espaçamento de 20 cm entre estribos adotado em toda edificação, é superior ao necessário, sendo que o maior espaçamento verificado nos resultados foi de 14 cm.

Com o auxílio de um gráfico de áreas gerado pelo próprio *Cypecad*, foi possível visualizar as áreas de aço adotadas para as vigas que seriam necessárias para suportar os esforços de tração nos pontos de maior solicitação. Levando em consideração a quantidade de vigas existentes na estrutura, foram selecionadas duas do primeiro pavimento para serem analisadas.

Selecionou-se a viga V103, pois para realizar o projeto estrutural da maneira mais correta possível foi necessário introduzir duas vigas abaixo das paredes do banheiro e do corredor do primeiro pavimento, antes apoiadas diretamente sobre a laje. Portanto, a viga V103 passou a receber um carregamento maior na estrutura executada no *Cypecad* do que na estrutura da edificação em questão.

O gráfico de áreas gerado pelo software para a viga V103 está representado na figura 5.11 a seguir.

Figura 5.11: Caso 01 – Gráfico da área de aço para viga V103 do 1º pavimento.

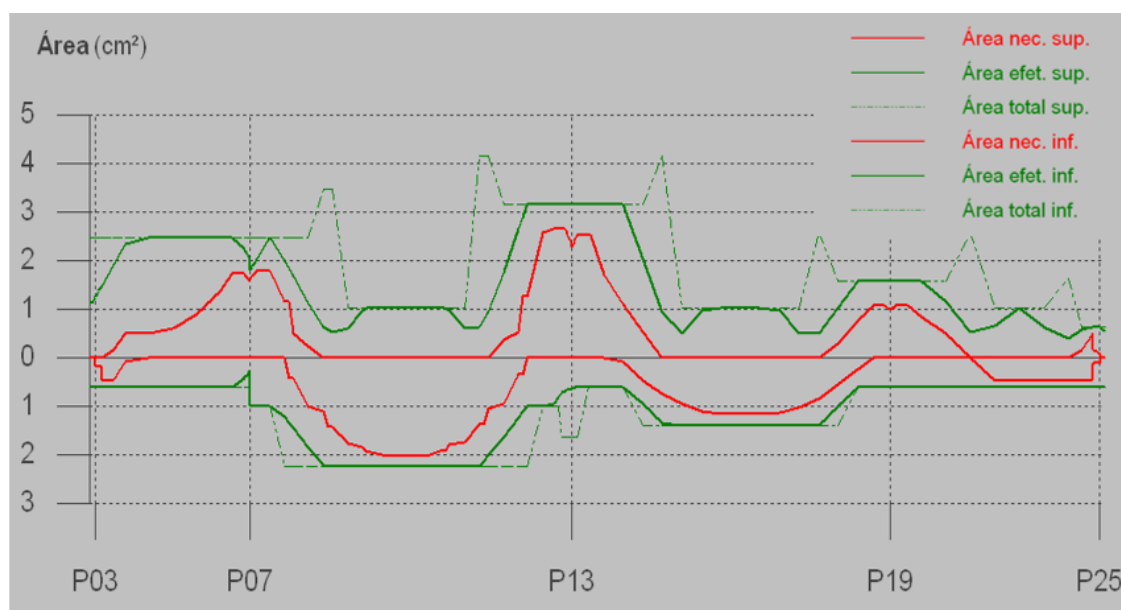


Fonte: Os autores.

Com os resultados expressos pelo gráfico da figura 5.11 foi possível constatar que, conforme indica a legenda, na região de maior solicitação a área de aço necessária superior para esta viga é de aproximadamente 2,80 cm², enquanto que a área de aço necessária superior é de aproximadamente 1,80 cm². Se comparada com a área de aço adotada para as vigas que foram executadas na edificação, existe uma insuficiência, uma vez que foram adotadas 2 Ø 10 mm para a parte superior e 2 Ø 10 mm para a parte inferior, ambas com área de 1,58 cm². O arranjo de 2 Ø 10 mm utilizado no meio da viga não foi levado em consideração, pois encontra-se próximo à região onde os esforços são praticamente neutros.

Ao contrário da viga V103, que houve alteração, analisou-se também a viga V106, que manteve todas as características de carregamento e posicionamento em pórtico da edificação em estudo, além de ser uma das vigas com maior vão livre. A figura 5.12 apresenta o gráfico de áreas para a viga V106.

Figura 5.12: Caso 01 – Gráfico da área de aço para viga V106 do 1º pavimento.



Fonte: Os autores.

Ao analisar o gráfico da figura 5.12, obteve-se para a região mais solicitada da peça uma área de aço necessária superior de aproximadamente 2,50 cm² e uma área de aço inferior necessária de aproximadamente 2,00 cm². Portanto, assim como na viga V103, a área de aço necessária para resistir aos esforços se mostrou superior a área de aço de 1,58 cm² existente em ambas as extremidades da seção transversal nas vigas da edificação em estudo.

De maneira geral, foi possível contatar através do software, que embora para a maioria dos pilares observou-se um superdimensionamento das armaduras, para as vigas as armaduras mostraram-se insuficientes para resistir aos esforços solicitantes.

5.2 Estudo de caso 02 – Resultados obtidos

Após o conhecimento dos elementos constituintes da estrutura, possibilitou-se a realização de uma análise comparativa dos dados coletados para o estudo de caso 02, com os parâmetros estipulados pela ABNT NBR 6118:2014. Por se tratar de uma edificação executada após o ano de 2014, é possível realizar a comparação com os parâmetros da versão atual da norma.

Ao analisar as exigências desta norma em relação a dimensão mínima da seção dos elementos, foi possível constatar que, em ambos os pavimentos, apenas as lajes apresentaram dimensões coerentes.

Nas vigas foi adotada dimensão de 10 x 25 cm, não atendendo ao item 13.2.2 da norma analisada, onde especifica que a seção transversal não deve apresentar largura menor que 12 cm, exceto para casos especiais em que o mínimo absoluto é de 10 cm de acordo com as condições dispostas nesse mesmo item. Porém, nenhuma dessas condições se adequa às vigas da edificação em questão. A figura 5.13 ilustra a menor dimensão das vigas analisadas.

Figura 5.13: Caso 02 – viga com menor dimensão de 10 cm.



Fonte: Acervo dos autores.

Em relação aos pilares, foi possível perceber que no pavimento térreo houve uma grande variação na seção, sendo a maior de 12 x 25 cm e a menor de 09 x 18 cm, seguindo com essa mesma variação de seção para o pilares do primeiro pavimento. Embora não seja errado fazer uso de pilares com variáveis dimensões em uma edificação, todas as dimensões adotadas para a edificação em estudo não atenderam as especificações da norma em seu item 13.2.3. Este item determina que a seção dos pilares não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, exceto para casos especiais que permite considerar dimensões mínimas entre 14 cm e 19 cm desde que se aplique um coeficiente adicional sobre os esforços solicitantes no

elemento. O item também limita que em qualquer caso a área da seção transversal do pilar deve ser superior a 360 cm².

Portanto, todos os pilares da edificação em estudo não atendem a este item em nenhuma de suas especificações citadas. A figura 5.14 ilustra a menor dimensão dentre os pilares analisados.

Figura 5.14: Caso 02 – pilar com menor dimensão de 09 cm.



Fonte: Acervo dos autores.

Em relação as barras de aço adotadas para compor a armadura transversal dos elementos estruturais, é possível observar que foram empregadas barras com bitola inferior as estipuladas pela norma. Em vigas e pilares foram empregados estribos com diâmetro de 4,2 mm, o que diverge do exposto na norma em seu item 18.3.3.2, onde o menor diâmetro aceitável para as barras transversais é de 5,0 mm.

No item 18.4.2.1 determina que o menor diâmetro aceitável para barras longitudinais em pilares é de 10 mm. Desta forma, o arranjo de 4 Ø 10 mm utilizado nos pilares e vigas em toda estrutura da edificação, satisfaz corretamente a esta condição.

Embora a edificação tenha atendido as especificações desta norma quanto ao diâmetro das barras longitudinais dos pilares, notou-se que em vários pontos da estrutura existe armadura exposta. Estas brocas, provavelmente, ocorreram devido

às dimensões adotadas para os elementos estruturais, o que limitou os espaços entre as barras de aço e impossibilitou que o concreto preenchesse corretamente toda a fôrma. Como ilustra a figura 5.15.

Figura 5.15: Caso 02 – armadura exposta em pilar.



Fonte: Acervo dos autores.

O cobrimento mínimo estipulado por norma para essa região é de 30 mm, uma vez que o local em que a edificação estudada foi executada é classificado como sendo CAA-II. É notável que esta edificação não conseguiu atender a esta especificação, uma vez que não foi feito o uso de nenhum tipo de espaçador na concretagem do elemento. A figura 5.16 apresenta uma viga onde, por falta de cobrimento adequado é possível visualizar os estribos.

Figura 5.16: Caso 02 – viga com cobrimento irregular.



Fonte: Acervo dos autores.

Nas lajes L1 e L2 do primeiro pavimento, o posicionamento das vigotas de concreto armado não foi feito de forma ideal, uma vez que foram posicionadas paralelas ao maior vão da laje. Embora sejam lajes com áreas menores, o ideal é que esse posicionamento fosse executado paralelo ao menor vão, para facilitar a transmissão de cargas para as vigas e melhorar o funcionamento da estrutura como um todo. O mesmo fato também ocorreu com as vigotas das lajes L1 e L2 no local destinado ao reservatório. Ambos os casos podem ser visualizados nas plantas de fôrma nas figuras 4.23 e 4.24.

Como o concreto confeccionado para compor toda estrutura foi misturado a mão (enxada), sem controle de umidade e armazenamento, realizou-se o ensaio de esclerometria nos elementos estruturais como forma de obter a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Estes ensaios foram realizados nas lajes e pilares do primeiro pavimento e nas vigas do segundo pavimento, onde o acesso aos elementos da estrutura era favorável, pois ainda se encontrava em fase de acabamento.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para as vigas analisadas através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.4.

Quadro 5.4: Obtenção do f_{ck} das vigas – Estudo de caso 02.

ESTUDO DE CASO 02 - ENSAIO ESCLEROMETRIA VIGAS						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IE a Médio	f_{ck} (MPa)
Viga 203	29,89	30,33	30,11	1,03	31,01	21,96
Viga 207	29,78	29,56	29,67	1,03	30,56	21,31
Viga 208	26,67	27,33	27,00	1,03	27,81	17,56
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; fck – Resistência à compressão característica.						

Fonte: Os autores.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para os pilares analisados através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.5.

Quadro 5.5: Obtenção do f_{ck} dos pilares – Estudo de caso 02.

ESTUDO DE CASO 02 - ENSAIO ESCLEROMETRIA PILAR						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IE a Médio	f_{ck} (MPa)
Pilar 05	29,75	28,13	26,44	1,03	27,23	16,82
Pilar 07	27,78	28,78	28,28	1,03	29,13	19,31
Pilar 11	26,25	27,89	27,07	1,03	27,88	17,65
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; fck – Resistência à compressão característica.						

Fonte: Os autores.

Os resultados finais do f_{ck} obtido para as lajes analisadas através dos ensaios de esclerometria são expostos no quadro 5.6.

Quadro 5.6: Obtenção do f_{ck} das lajes – Estudo de caso 02.

ESTUDO DE CASO 02 - ENSAIO ESCLEROMETRIA LAJE						
ELEMENTO ESTRUTURAL	IE (I)	IE (II)	IE (Média)	K	IE a Médio	* f_{ck} MPa)
Laje 03 – PV1	25,29	26,00	25,65	1,03	26,42	24,00
Laje 05 – PV1	25,78	26,38	26,08	1,03	26,86	25,50
Laje 07 – PV1	27,33	23,33	25,33	1,03	26,09	23,50
Legenda: IE – Índice esclerométrico; IE Média – Índice esclerométrico médio >> Média do IE (I) e IE (II); IEa – Índice esclerométrico corrigido; K – Fator de correção; *fck – Resistência à compressão característica considerando o fator de correção de posição.						

Fonte: Os autores.

Através dos dados obtidos no quadro 5.4, foi possível constatar que para as vigas V203 e V207, os valores da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) atenderam as determinações da ABNT NBR 6118:2014, que fixa o f_{ck} de 20 MPa como mínimo a ser utilizado para resistência estrutural em edificações permanentes. Ao contrário disso, a viga V208 apresentou f_{ck} de 17,56 MPa, ficando abaixo do mínimo exigido por esta norma.

Os valores expressos no quadro 5.5, indicam que o f_{ck} obtido para todos os pilares analisados se encontram abaixo de 20 MPa – mínimo exigido para edificações permanentes. Em contra partida, de acordo com os dados do quadro 5.6, todas as lajes analisadas apresentaram valor de f_{ck} superior à exigência estipulada.

Vale salientar que, a norma supracitada ainda orienta em seu item 7.4 que o f_{ck} a ser utilizado deve ser ≥ 25 MPa, uma vez que a edificação é classificada em ambiente caracterizado como CAA-II.

Comparando os resultados do f_{ck} obtido em todos os elementos estruturais analisados, é possível observar que houve divergência significativa nos resultados de um elemento se comparado a outro. Esse fato se deve principalmente ao processo de produção do concreto adotado em cada elemento, provavelmente realizado sem nenhuma padronização e controle rigoroso.

A divergência mais significativa pode ser notada através dos valores de f_{ck} obtido nos pilares, sendo o elemento que apresenta o menor valor de resistência quando comparado aos outros dois elementos analisados. Fato este que, quando levado em consideração os esforços solicitantes de compressão, é o elemento mais solicitado da estrutura. Devendo, portanto, apresentar resistência adequada à compressão do concreto.

5.2.1 Estudo de caso 02 – Projeto estrutural

Para dar continuidade a análise da estrutura, elaborou-se um projeto estrutural mantendo o posicionamento de todos os elementos existentes na edificação. Porém, foi necessário alterar as dimensões dos elementos estruturais que se encontravam abaixo do mínimo permitido pela norma ABNT NBR 6118:2014, uma vez que o software Cypecad não admite lançamento de dados que não atendem às especificações desta norma.

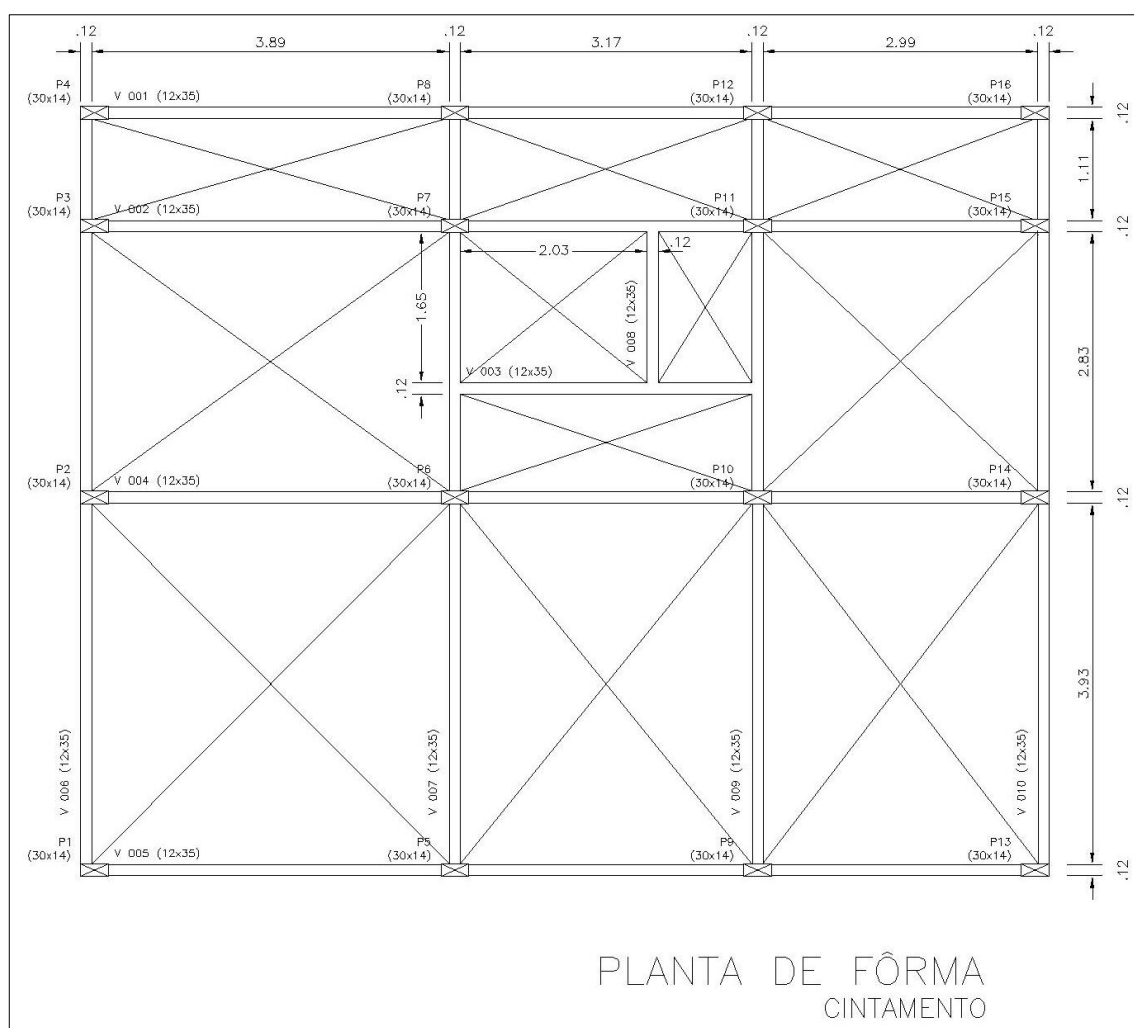
Desta forma, foi admitido para todos os pavimentos a seção transversal dos pilares de 14 x 30 cm, e para as vigas também adotou-se a seção transversal de 12 x 35 cm. A distância de piso a piso (pé-direito) da estrutura foi mantida, sendo de

3,00 metros. Para as lajes manteve-se o mesmo material que compôs a construção original, apenas alterando a orientação de algumas vigotas treliçadas buscando organizá-las paralelas ao menor vão.

Buscando uma melhor distribuição dos esforços na estrutura, foram acrescentadas e posicionadas na planta de fôrma vigas abaixo de alguma paredes que na estrutura executada tinham seu peso descarregado diretamente sobre a laje pré-moldada. Sendo estas as vigas dos banheiros e da parede frontal da sala do primeiro pavimento.

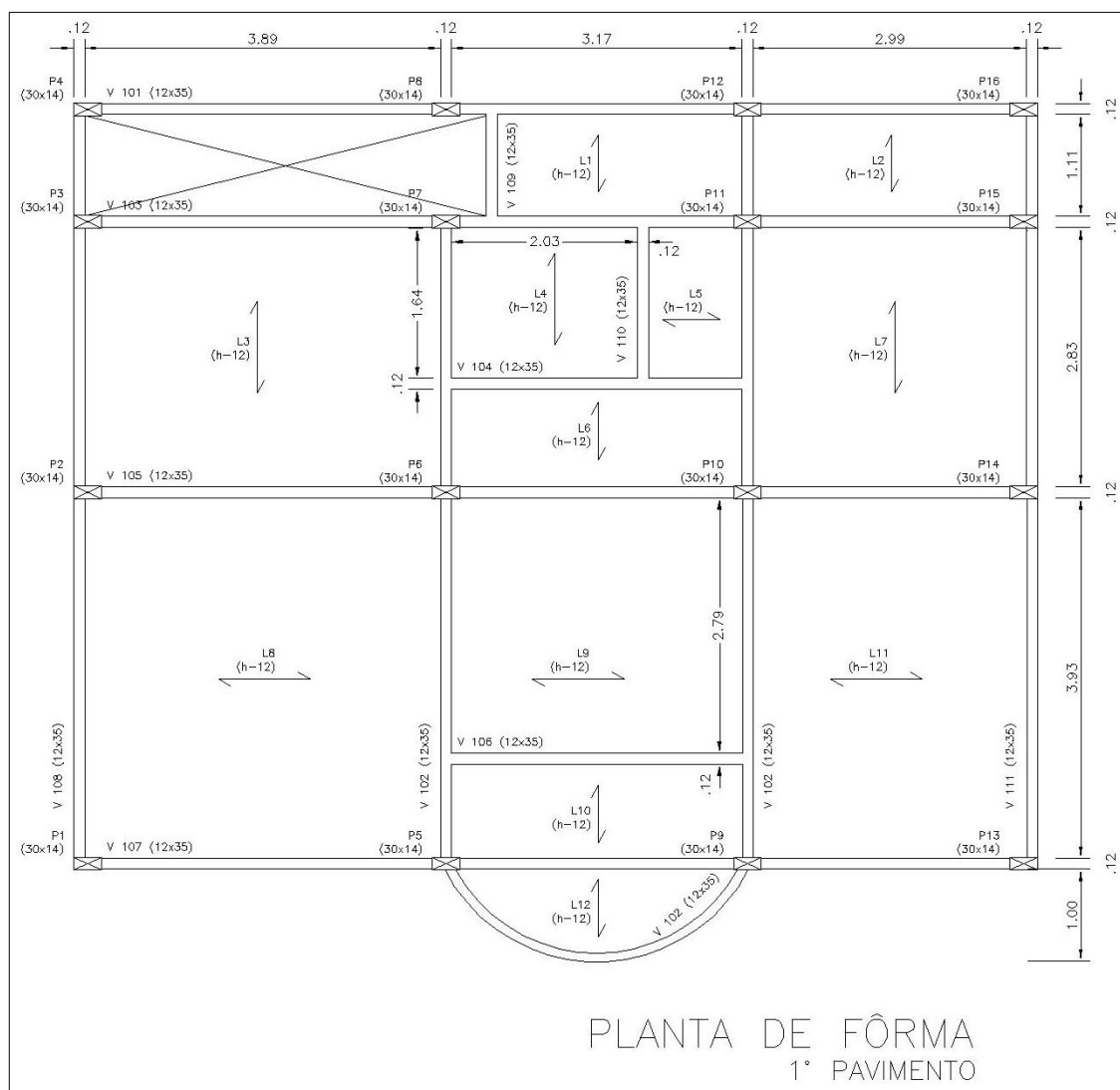
As plantas de fôrma utilizadas para o lançamento da estrutura são ilustradas nas figuras 5.17, 5.18 e 5.19.

Figura 5.17: Caso 02 – planta de forma adaptada para o pavimento térreo.



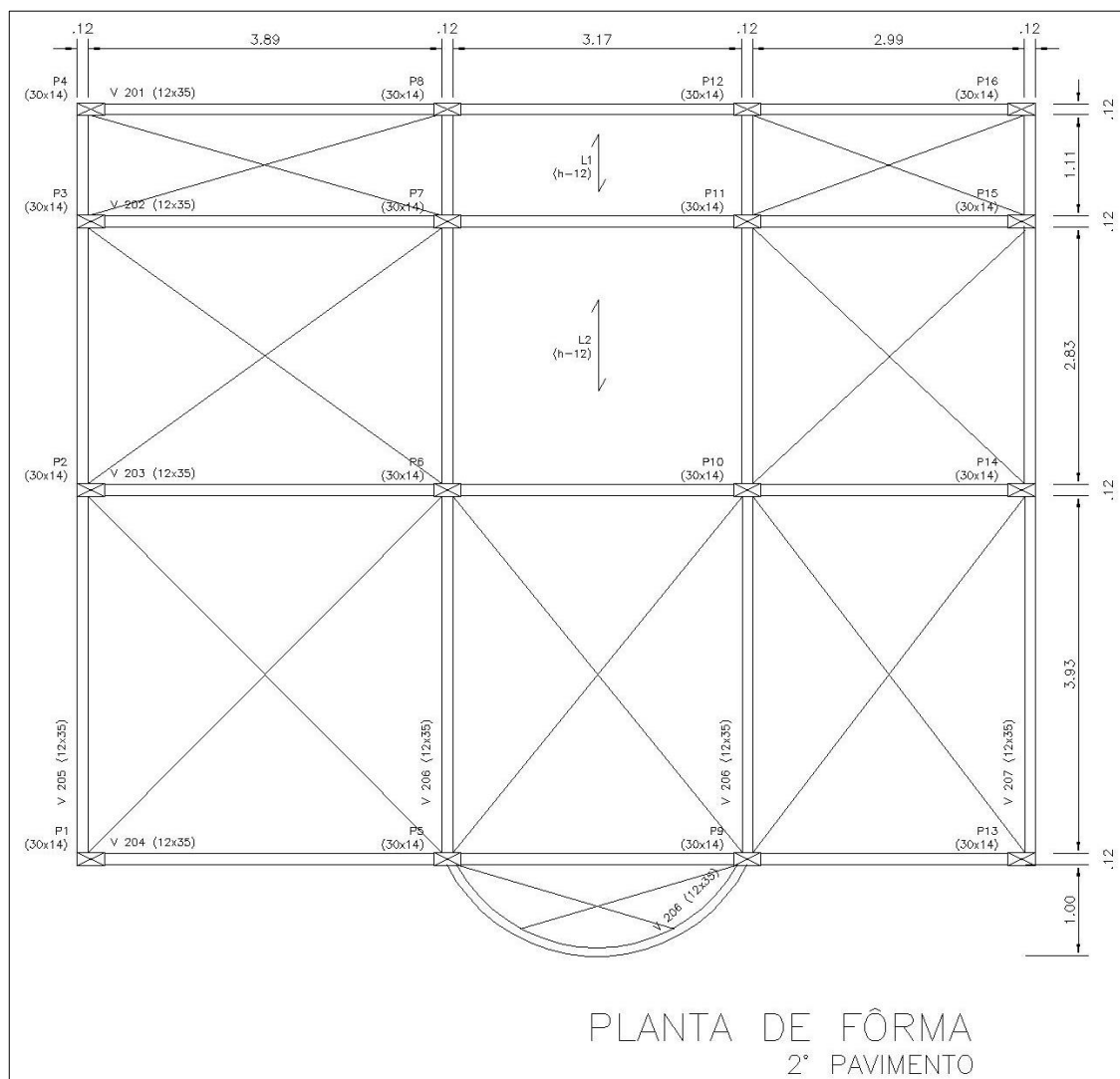
Fonte: Os autores.

Figura 5.18: Caso 02 – planta de forma adaptada para o primeiro pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 5.19: Caso 02 – planta de forma adaptada para o pavimento destinado ao reservatório.



Fonte: Os autores.

Para a edificação em estudo considerou-se os seguintes parâmetros de dimensionamento:

- I. Edificação executada em concreto armado com 2 pavimentos;
- II. Vigas de 12 x 35 cm;
- III. Pilares de 14 x 30 cm;
- IV. Distância entre pisos: 3,00 metros;
- V. Distância entre pisos do pavimento destinado ao reservatório: 2,00 metros;
- VI. Paredes: 15 cm;
- VII. Alvenaria: 09 cm (Tijolo cerâmico);

- VIII. Revestimento em argamassa: 5 cm;
- IX. Concreto: C25;
- X. Aço: CA – 50 e CA – 60;
- XI. Brita 1: 19 mm;
- XII. CAA-II.

Para realização dos cálculos no software, é necessário realizar o levantamento das cargas atuantes sobre as vigas, para que essas sejam lançadas corretamente. O carregamento adotado foi:

I. Sobrecarga de utilização:

De acordo com a ABNT NBR 6120:1980, a edificação residencial tem uma sobrecarga de 1,50 kN/m².

II. Sobrecarga de cobertura:

Considerou-se 0,5 kN/m, visto que o telhado é apoiado diretamente em cima das vigas do último pavimento.

III. A sobrecarga considera na laje que recebe o reservatório de polietileno (1000 L) foi de 1,5 kN/m;

IV. A carga considerada devido ao guarda-corpo da sacada foi de 2,5 kN/m.

V. Peso próprio da parede de alvenaria de tijolo cerâmico furado:

(Altura da parede x Largura do tijolo x peso específico do tijolo)

$$2,65 \text{ m} \times 0,09 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 3,10 \text{ kN/m}.$$

VI. Peso próprio do reboco:

(Altura da parede x Espessura total do reboco na parede x peso específico da argamassa (cimento e areia))

$$2,65 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 2,52 \text{ kN/m}.$$

✓ Carregamento linear total sobre as vigas no térreo e primeiro pavimento = 5,62 kN/m.

I. Peso próprio da parede de alvenaria de tijolo cerâmico furado:

(Altura da parede x Largura do tijolo x peso específico do tijolo)

$$1,65 \text{ m} \times 0,09 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 1,93 \text{ kN/m}.$$

II. Peso próprio do reboco:

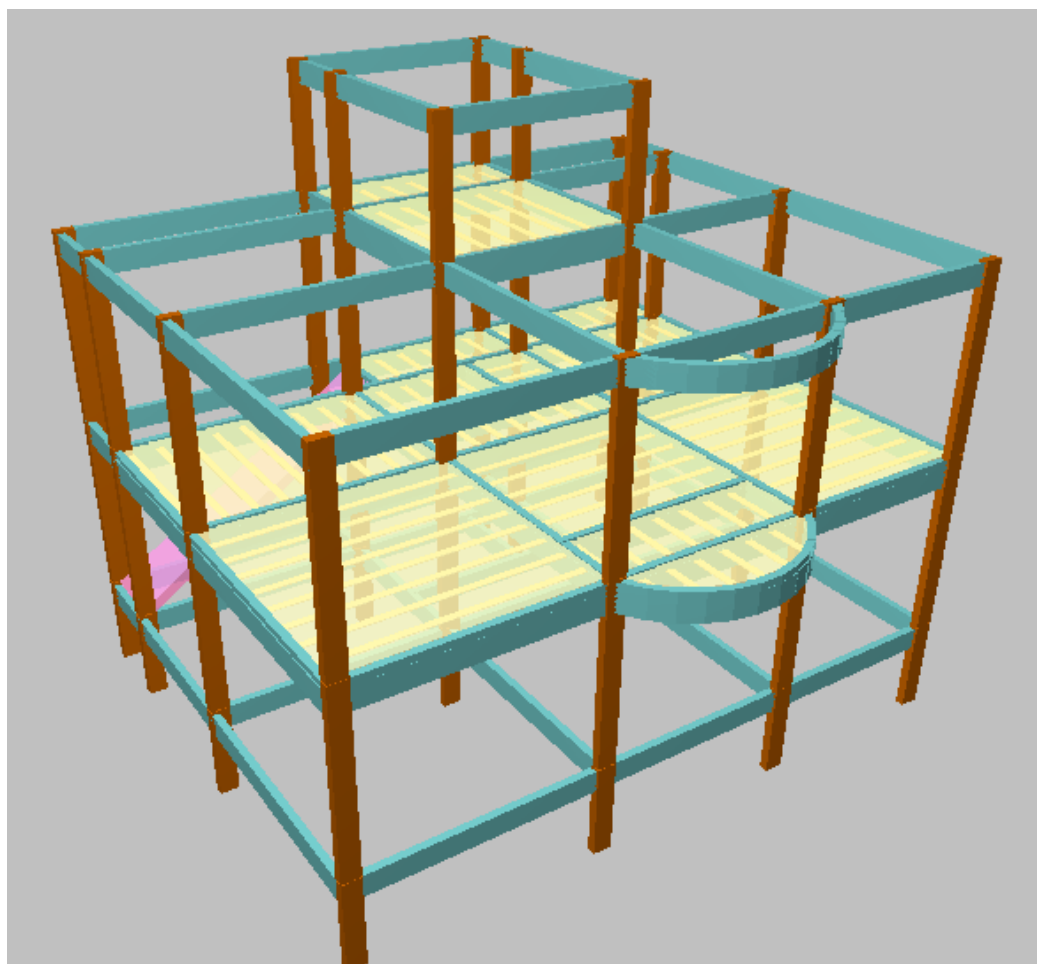
(Altura da parede x Espessura total do reboco na parede x peso específico da argamassa (cimento e areia))

$$1,65 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 1,57 \text{ kN/m}.$$

- ✓ Carregamento linear total sobre as vigas no pavimento destinado ao reservatório = 3,50 kN/m.

Após os ajustes e lançamento dos dados necessários no software foi possível visualizar o arranjo da estrutura em 3D (Figura 5.20), para melhor compreensão da edificação.

Figura 5.20: Caso 02 – Modelagem 3D da edificação.



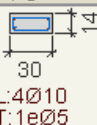
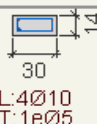
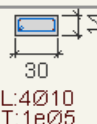
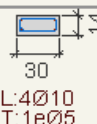
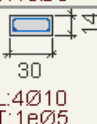
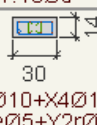
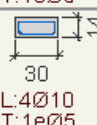
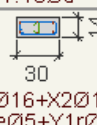
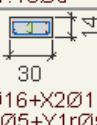
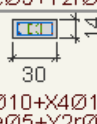
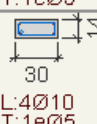
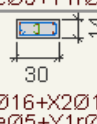
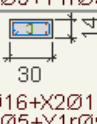
Fonte: Os autores.

5.2.2 Estudo de caso 02 – Análise dos resultados expressos pelo *Cypecad*

Por meio dos resultados obtidos no *cypecad*, foi possível fazer a análise das armaduras geradas nos relatórios e gráficos e compara-las com as adotadas na edificação executada.

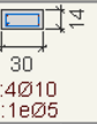
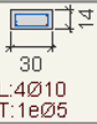
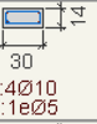
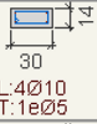
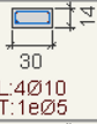
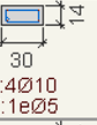
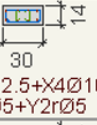
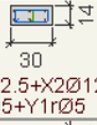
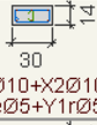
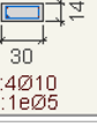
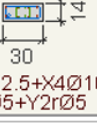
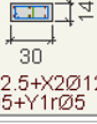
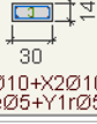
As figuras 5.21 e 5.22 apresentam o quadro de distribuição e diâmetro das barras adotadas para os pilares de seção 14 x 30 cm da planta de fôrma adaptada.

Figura 5.21: Caso 02 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 1.

		P1 e P2	P3, P4, P15 e P16	P5	P6
COBERTURA RESERV.	8m				 L:4Ø10 T:1eØ5
2 PAVIMENTO	6m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5
1 PAVIMENTO	3m	 L:4Ø10+X4Ø10 T:1eØ5+Y2rØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø16+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø16+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5
CINTAMENTO	0m	 L:4Ø10+X4Ø10 T:1eØ5+Y2rØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø16+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø16+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5

Fonte: Os autores.

Figura 5.22: Caso 02 – Quadro de distribuição das barras dos pilares. Parte 2.

		P7, P8, P11 e P12	P9	P10	P13 e P14
COBERTURA RESERV.	8m	 L:4Ø10 T:1eØ5		 L:4Ø10 T:1eØ5	
2 PAVIMENTO	6m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø10 T:1eØ5
1 PAVIMENTO	3m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø12.5+X4Ø10 T:1eØ5+Y2rØ5	 L:4Ø12.5+X2Ø12.5 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5
CINTAMENTO	0m	 L:4Ø10 T:1eØ5	 L:4Ø12.5+X4Ø10 T:1eØ5+Y2rØ5	 L:4Ø12.5+X2Ø12.5 T:1eØ5+Y1rØ5	 L:4Ø10+X2Ø10 T:1eØ5+Y1rØ5

Fonte: Os autores.

Em análise aos quadros das figuras 5.21 e 5.22 que apresentam a distribuição das armaduras nos pilares da edificação, foi possível visualizar que para o primeiro pavimento e para o pavimento destinado ao reservatório a distribuição de 4 Ø 10 mm se mostrou adequada à distribuição adotado na edificação em estudo. Porém, deve se ressaltar que as seções transversais de todos os pilares da edificação foram alteradas para 14 x 30 cm.

Constatou-se também que para o pavimento térreo que os pilares P1, P2, P5, P6, P9, P10, P13 e P14 apresentaram necessidade de armaduras superiores ao arranjo de 4 Ø 10 mm adotado na edificação em estudo. Isto se deve ao fato de que parte desses pilares estão posicionados no centro e nos maiores vãos da estrutura. Portanto, 50% dos pilares do pavimento térreo apresentaram um mau dimensionamento na área de aço utilizada, enquanto os outros 50% se mostraram adequados, em relação as armaduras longitudinais.

Sobre as armaduras transversais, é observado que em praticamente todos os pilares o espaçamento calculado pelo software foi de 12 cm de estribo a estribo, com diâmetro de 5 mm. Este fato diverge do que foi verificado na edificação que padronizou o espaçamento entre estribos em 20 cm, com diâmetro de 4,2mm.

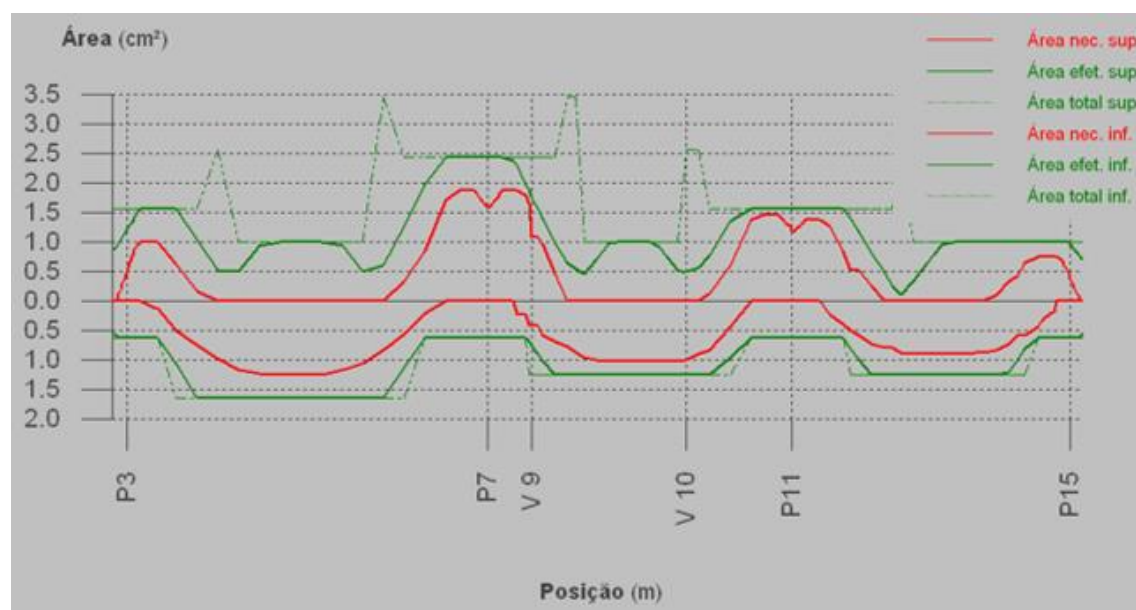
O gráfico de áreas gerado pelo *Cypecad* possibilitou realizar a análise das áreas de aço necessárias para as vigas da edificação. Para efetuar essa análise, foram selecionadas duas vigas do primeiro pavimento.

Optou-se por analisar a viga V103 desta edificação, pois a mesma recebeu um carregamento maior na estrutura executada pelo software. Este carregamento se deve ao fato de que na edificação em estudo as paredes eram apoiadas diretamente sobre a laje, sendo necessário introduzir duas vigas abaixo da parede do banheiro.

A viga V108 foi selecionada para essa análise pois encontra-se no maior vão da edificação em estudo, e não apresentou alterações em relação ao carregamento e características do pórtico, possibilitando comparar com maior precisão os resultados.

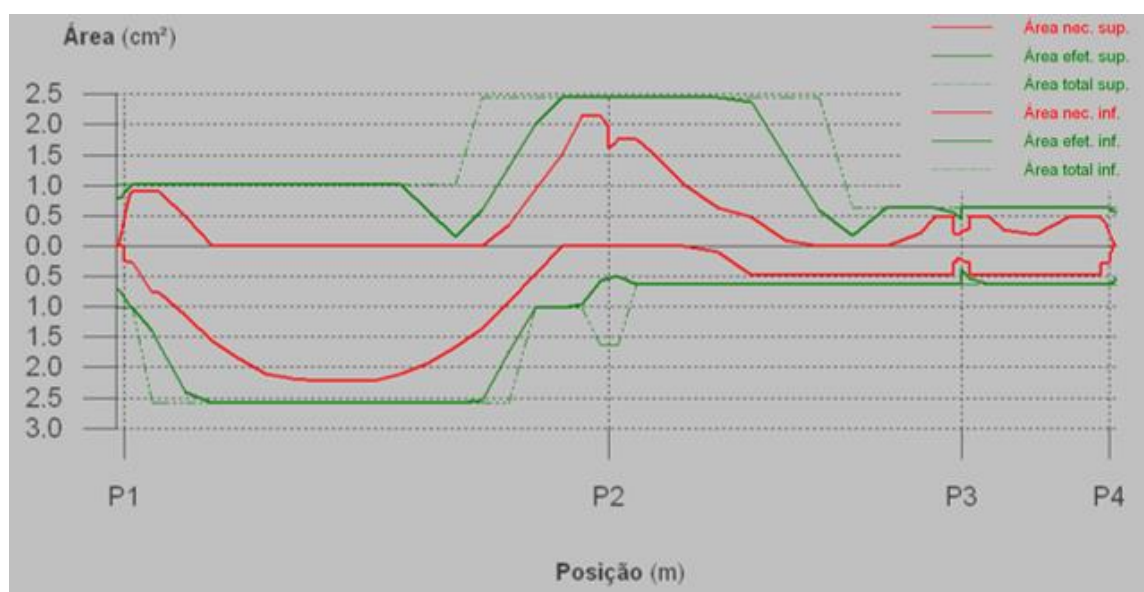
O gráfico de áreas gerado pelo software para a viga V103 e V108 estão representadas nas figuras 5.23 e 5.24, respectivamente.

Figura 5.23: Caso 02 – Gráfico da área de aço para viga V103 do 1º pavimento.



Fonte: Os autores.

Figura 5.24: Caso 02 – Gráfico da área de aço para viga V108 do 1º pavimento.



Fonte: Os autores.

Foi possível constatar através do gráfico de área de aço da figura 5.23 que na região onde a viga analisada é mais solicitada a área de aço necessária é de aproximadamente 1,95 cm² na parte superior, e aproximadamente 1,25 cm² na parte inferior. Quando comparadas com a área de aço adotada para as vigas executadas na edificação em estudo, foi possível verificar que a armadura superior é insuficiente, pois a área de 1,58 cm² correspondente a 2 Ø 10 mm é menor que a

área necessária. Já a armadura inferior, também de $1,58 \text{ cm}^2$, atende a área necessária de $1,25 \text{ cm}^2$.

Através do gráfico da figura 5.24 verificou-se que a área de aço adotada para a viga V108 na edificação em estudo é insuficiente se comparada com os resultados obtidos no cálculo do *software*, que indicaram, para a região mais solicitada, uma área de aço necessária superior de aproximadamente $2,10 \text{ cm}^2$ e uma área de aço necessária inferior de aproximadamente $2,20 \text{ cm}^2$.

A partir de uma visão geral dos resultados obtidos para a edificação, observa-se que as armaduras adotadas para os pilares não são eficientes em toda a estrutura, indicando que a padronização das armaduras não é eficiente, pois dependendo da posição do pilar, as solicitações para as quais são impostos apresentam diferentes graus de intensidade. O mesmo pode ser observado nas vigas analisadas, onde a área de aço utilizada se mostrou insuficiente.

6 CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente estudo possibilitou analisar a superestrutura de edificações em concreto armado que foram executadas sem o auxílio de projeto estrutural, evidenciando as principais falhas e vícios construtivos decorrentes do conhecimento empírico de quem as executa. Além disso, também permitiu uma pesquisa de campo onde os dados obtidos mostraram que a utilização de um projeto estrutural elaborado por um profissional capacitado é de extrema importância buscando otimizar a segurança, economia e durabilidade.

De um modo geral, constatou-se através do questionário aplicado que a não utilização do projeto estrutural está inteiramente associado à ideia de que a contratação de um profissional capacitado apresentaria custo elevado. Embora, não tivesse sido realizado nenhum orçamento por parte do proprietário para saber se de fato a contratação fosse inviável. Ademais, foi possível constatar também, que a não contratação deste profissional da origem a uma série de erros e negligências que podem comprometer o bom desempenho da estrutura.

A realização da pesquisa de campo possibilitou a comparação dos dados obtidos nas análises e no ensaio de esclerometria com as recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Com os resultados dessa comparação foi possível identificar, que as edificações selecionadas apresentaram divergências significativas em relação aos parâmetros de resistência à compressão do concreto, dimensões dos elementos estruturais, e diâmetro e cobrimento das armaduras, estipulados pela norma.

Verificou-se que a maioria dos pilares apresentou seção muito esbelta, alguns com dimensão da seção transversal de 9 cm; Vigas com posicionamento das armaduras de maneira incorreta; Resistência à compressão do concreto abaixo de 20 MPa; Cobrimento das armaduras inferior ao necessário para o ambiente em que a edificação se encontra; Posicionamento e diâmetro das armaduras longitudinais e transversais inadequado, ocasionando o superdimensionamento de alguns elementos estruturais, e mau dimensionamento de outros.

Conclui-se a partir dos resultados, que as edificações executadas sem projeto estrutural estão sujeitas apenas à experiência acumulada de quem as executa,

podendo, eventualmente, ocasionar erros decorrentes da falta de conhecimento técnico capaz de tornar uma edificação segura, estável e duradoura.

Portanto, é imprescindível para qualquer tipo de edificação, a utilização de um projeto estrutural elaborado por um profissional capacitado, de forma que a estrutura e materiais que as compõem apresentem desempenho satisfatório ao longo de sua vida útil, atendendo a todas as necessidades para as quais a edificação foi concebida. Onde o resultado final deste projeto apresente uma estrutura de forma completa, abrangendo todos os seus aspectos gerais, bem como locação e detalhes necessários para que seja executada.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structure*, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos: NBR 8681*. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de deflexão - Método de ensaio: NBR 7584*. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Execução de estruturas de concreto – Procedimentos: NBR 14931*. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR 6118*. Rio de Janeiro, 2014.

ABDALLA, S. *Pesquisa: Maioria das obras é feita sem acompanhamento técnico*. São Paulo: Gazeta do Povo. Out/2015. Disponível em: <<http://www.gazetadopovo.com.br/imoveis/maioria-das-obras-e-feita-sem-companhamento-tecnico-brrq8cjo6sdxlhrzc8xvvq8rk>> Acesso em: 21 de maio de 2017.

ANDRADE, J. J. O. *Durabilidade das estruturas de concreto armado: Análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco*. Porto Alegre. 1997. Dissertação de mestrado (Engenharia Civil). UFRGS. 1997. 148 p.

BASTOS, P.S.S. *Nota de aula: Fundamentos do concreto armado*. UNESP. Bauru, São Paulo, Agosto de 2006. 98p.

BASTOS, P.S.S.; *Nota de aula: Estruturas de concreto armado*. São Paulo: UNESP.2014. 13p.

BOTELHO, M.H.C; MARCHETTI, O. *Concreto armado: Eu Te Amo*, volume 2. 4 ed. São Paulo: Blucher, 2015. 339 p.

CABRERA, L. S. *Vigas de concreto armado submetidas à corrosão acelerada: Avaliação do comportamento mecânico de argamassas de reparo com diferentes materiais pozolânicos*. 2014. 89p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

CARDOSO, F. V. P. *Projeto estrutural em concreto armado*. 2013. 288p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 3. ed. São Carlos: Edufscar, 2009.

CASTRO, U. R. *Importância da manutenção predial preventiva e as ferramentas para sua execução*. 2007. 44p. Monografia de Especialização em Construção Civil (Engenharia Civil). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

CHEREM, M. *Notas de Aulas da disciplina de Concreto Armado*. Centro Universitário da FEI. São Bernardo, 2016.

EDIFIQUE. *Estruturas de Concreto Armado*. Disponível em: <<http://www.edifique.arq.br/estconcr.htm>> Acessado em: 17 de setembro de 2017.

FONTES, F. F. *Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003*. 2005. 120p. Dissertação de mestrado (Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-14072006-110932/pt-br.php>> Acesso em: 06 de outubro de 2017.

FONTES, F.F.; PINHEIRO, L.M. *Análise de um edifício por vários modelos estruturais*. São Paulo: VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Abril, 2006. 17 p.

FORTEST. Manual de ensaio de esclerometria. Disponível em : <<http://fortestindustria.webnode.com.br/>> Acessado em: 12 de novembro, 2017.

FRANÇA JÚNIOR, D. O. *Análise estrutura de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos: Estudo de caso para diferentes modelos estruturais*. 2015. 122p. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2015.

GIONGO, J. S. *Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios*. 2007. 176p. Departamento de Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GRAZIANO, F.P. *Projeto e execução de estruturas de concreto armado*. 1. ed. São Paulo: Nome da Rosa, 2005. 160p.

KIMURA, A. *Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais*. 1. Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

MARTHA, L.F. *Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos*. 2. ed. Brasil: Elsevier, 2017. 500p.

MAZER, W. *Inspeção e ensaios em estruturas de concreto*. 2012. 60p. Curso de especialização em patologia das construções. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. 3.ed. São Paulo, IBRACON, 2008. 674p.

MONCAYO, W. J. Z. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*. 2011. 219p. Dissertação de mestrado (Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011. Disponível em:<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/pt-br.php>> Acesso em: 06 de outubro de 2017.

PINTO, R. S. *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1997.

SAHUINCO, M. H. C. *Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto*. 2011. 170p. Dissertação de Mestrado (Engenharia de construção civil e urbana). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SANTOS, P. R. *Análise e cálculo de elementos estruturas em concreto armado de um edifício residencial*. 2014. 184p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

SOUZA JÚNIOR, T. F. *Notas de aula: Estruturas de concreto armado*. Lavras: UFLA. 2016. 23 p.

SOUZA, V.C.M; RIPPER, T. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. 1. ed. 5.t. São Paulo: PINI, 2009. 255p.

TRINDADE, D. S. *Patologia em estruturas de concreto armado*. 2015. 88p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2015.

APÊNDICE A**QUESTIONÁRIO PARA LEVANTAMENTO DE DADOS**

Estudo de caso: _____

Referência:

Questionário aplicado ao proprietário:

Seu imóvel possui projeto?

() Sim

() Não

Se sim, qual projeto?

() Arquitetônico

() Estrutural

() Incêndio

() Elétrico

() Hidráulico

() Outro: _____

Por que é importante a contratação do Engenheiro Civil para projetar e executar a estrutura de uma edificação?

() Segurança

() Custo da obra

() Fiscalização da prefeitura

() Fiscalização do CREA

() Outro: _____

Na sua opinião porque muitas edificações são executadas sem a contratação de um profissional habilitado?

Quem foi o responsável pela execução da obra?

- ☐ Proprietário
- ☐ Pedreiro
- ☐ Mestre de obra
- ☐ Engenheiro Civil
- ☐ Um amigo
- ☐ Outro: _____

Você considera sua obra segura?

- ☐ Sim
- ☐ Não
- ☐ Porque? _____

Questionário Técnico aplicado ao responsável pela execução da obra:

Sobre o Concreto:

Qual brita utilizada na obra? _____

Qual areia utilizada na construção? _____

Qual a resistência solicitada para o concreto? _____

Qual o modo de preparo do concreto (usinado, betoneira, virado a mão)? _____

Sobre as vigas:

Qual a menor dimensão de viga adotada na construção?

- ☐ Menor que 12 cm
- ☐ Está entre 12 a 19 cm
- ☐ Maior que 19 cm

Qual o maior vão livre existente na construção?

- ☐ Até 3 metros
- ☐ Entre 3 e 5 metros
- ☐ Entre 5 e 7 metros
- ☐ Maior que 7 metros

Qual a bitola das armaduras longitudinais das vigas?

- ☐ 5,00 mm
- ☐ 6,30 mm
- ☐ 8,00 mm
- ☐ 10,00 mm
- ☐ 12,50 mm
- ☐ 16,00 mm

Qual a bitola dos estribos usados na construção?

- ☐ 4,20 mm
- ☐ 5,00 mm
- ☐ 6,30 mm
- ☐ 8,00 mm
- ☐ 10,00 mm

Qual espaçamento usado entre os estribos?

- ☐ Maior que 20 cm
- ☐ Entre 10 e 19 cm
- ☐ Menor que 10 cm

Sobre os pilares:

Qual a menor dimensão de pilar adotada na construção?

- ☐ Menor que 14 cm
- ☐ Está entre 14 a 19 cm

- ☐) Maior que 19 cm

Qual o maior pé direito existente na construção? _____

Qual a bitola das armaduras longitudinais das vigas?

- ☐) 5,00 mm
☐) 6,30 mm
☐) 8,00 mm
☐) 10,00 mm
☐) 12,50 mm
☐) 16,00 mm

Qual a bitola dos estribos usados na construção?

- ☐) 4,20 mm
☐) 5,00 mm
☐) 6,30 mm
☐) 8,00 mm
☐) 10,00 mm

Qual espaçamento usado entre os estribos?

- ☐) A dimensão do menor lado do pilar
☐) Maior que 20 cm
☐) Entre 10 e 19 cm
☐) Menor que 10 cm

APÊNDICE B

Estudo de caso 01 - Memória de cálculo para obtenção do índice de esclerômetria

PILAR	P 14		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	-3,67	Desprezar
2	30	1,33	
3	29	0,33	
4	27	-1,67	
5	29	0,33	
6	29	0,33	
7	29	0,33	
8	30	1,33	
9	30	1,33	

Média: 28,67
10% da média é- 2,87

Nova média: **29,13**

PILAR	P 14		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	0,33	
2	26	0,33	
3	26	0,33	
4	22	-3,67	Desprezar
5	28	2,33	
6	26	0,33	
7	26	0,33	
8	27	1,33	
9	24	-1,67	

Média: 25,67
10% da média é- 2,57

Nova média: **26,13**

PILAR	P 17		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	27	2,33	
2	25	0,33	

3	26	1,33	
4	22	-2,67	Desprezar
5	24	-0,67	
6	22	-2,67	Desprezar
7	29	4,33	Desprezar
8	23	-1,67	
9	24	-0,67	

Média: 24,67

Nova média: 25,14

10% da média é- 2,47

PILAR	P 17		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	19	-4,11	Desprezar
2	24	0,89	
3	24	0,89	
4	20	-3,11	Desprezar
5	22	-1,11	
6	25	1,89	
7	25	1,89	
8	23	-0,11	
9	26	2,89	Desprezar

Média: 23,11

Nova média: 23,83

10% da média é- 2,31

PILAR	P 24		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	1,44	
2	25	-1,56	
3	27	0,44	
4	29	2,44	
5	28	1,44	
6	25	-1,56	
7	26	-0,56	
8	26	-0,56	
9	25	-1,56	

Média: 26,56

Nova média: 26,56

10% da média é- 2,66

PILAR	P 24		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	-0,89	

2	24	-1,89	
3	25	-0,89	
4	29	3,11	Desprezar
5	25	-0,89	
6	25	-0,89	
7	26	0,11	
8	28	2,11	
9	26	0,11	

Média: 25,89
10% da média é- 2,59

Nova média: **25,50**

VIGA	V 202		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	23	1,11	
2	24	2,11	
3	20	-1,89	
4	23	1,11	
5	22	0,11	
6	20	-1,89	
7	21	-0,89	
8	23	1,11	
9	21	-0,89	

Média: 21,89
10% da média é- 2,19

Nova média: **21,89**

VIGA	V 202		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	20	-2,11	
2	21	-1,11	
3	18	-4,11	Desprezar
4	24	1,89	
5	22	-0,11	
6	25	2,89	Desprezar
7	22	-0,11	
8	23	0,89	
9	24	1,89	

Média: 22,11
10% da média é- 2,21

Nova média: **22,29**

VIGA	V 205		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	23	-0,89	
2	23	-0,89	
3	28	4,11	
4	23	-0,89	
5	24	0,11	
6	23	-0,89	
7	22	-1,89	
8	25	1,11	
9	24	0,11	

Média: 23,89
10% da média é- 2,39

Nova média: 23,38

VIGA	V 205		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	2,44	
2	26	0,44	
3	27	1,44	
4	26	0,44	
5	26	0,44	
6	25	-0,56	
7	24	-1,56	
8	24	-1,56	
9	24	-1,56	

Média: 25,56
10% da média é- 2,56

Nova média: 25,56

VIGA	V 208		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	24	-0,67	
2	22	-2,67	Desprezar
3	22	-2,67	Desprezar
4	25	0,33	
5	24	-0,67	
6	26	1,33	
7	25	0,33	
8	25	0,33	
9	29	4,33	Desprezar

Média: 24,67
10% da média é- 2,47

Nova média: 24,83

VIGA	V 208		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	3,44	Desprezar
2	20	-2,56	Desprezar
3	22	-0,56	
4	20	-2,56	Desprezar
5	22	-0,56	
6	22	-0,56	
7	24	1,44	
8	22	-0,56	
9	25	2,44	Desprezar

Média: 22,56
10% da média é- 2,26

Nova média: **22,40**

LAJE	L 02		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	0,22	
2	28	3,22	Desprezar
3	23	-1,78	
4	24	-0,78	
5	24	-0,78	
6	24	-0,78	
7	25	0,22	
8	24	-0,78	
9	26	1,22	

Média: 24,78
10% da média é- 2,48

Nova média: **24,38**

LAJE	L 02		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	27	1,44	
2	25	-0,56	
3	26	0,44	
4	22	-3,56	Desprezar
5	26	0,44	
6	24	-1,56	
7	25	-0,56	
8	28	2,44	
9	27	1,44	

Média: 25,56
10% da média é- 2,56

Nova média: **26,00**

LAJE	L 04		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	-0,44	
2	25	-1,44	
3	27	0,56	
4	26	-0,44	
5	28	1,56	
6	25	-1,44	
7	26	-0,44	
8	28	1,56	
9	27	0,56	

Média: 26,44
10% da média é- 2,64

Nova média: 26,44

LAJE	L 04		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	-0,33	
2	27	0,67	
3	28	1,67	
4	24	-2,33	
5	26	-0,33	
6	26	-0,33	
7	26	-0,33	
8	24	-2,33	
9	30	3,67	Desprezar

Média: 26,33
10% da média é- 2,63

Nova média: 25,88

LAJE	L 10		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	0,44	
2	28	3,44	Desprezar
3	24	-0,56	
4	24	-0,56	
5	24	-0,56	
6	25	0,44	
7	22	-2,56	Desprezar
8	24	-0,56	
9	25	0,44	

Média: 24,56
10% da média é- 2,46

Nova média: **24,43**

LAJE	L 10		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	1,00	
2	22	-2,00	
3	23	-1,00	
4	24	0,00	
5	24	0,00	
6	22	-2,00	
7	26	2,00	
8	26	2,00	
9	24	0,00	

Média: 24,00
10% da média é- 2,40

Nova média: **24,22**

Estudo de caso 02 - Memória de cálculo para obtenção do índice de esclerometria

PILAR	P 05		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	-1,33	
2	32	2,67	
3	30	0,67	
4	28	-1,33	
5	32	2,67	
6	29	-0,33	
7	26	-3,33	Desprezar
8	32	2,67	
9	27	-2,33	

Média: 29,33
10% da média é- 2,93

Nova média: **29,75**

PILAR	P 05		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	29	0,33	
2	30	1,33	

3	29	0,33	
4	26	-2,67	
5	26	-2,67	
6	33	4,33	Desprezar
7	26	-2,67	
8	29	0,33	
9	30	1,33	

Média: 28,67
10% da média é- 2,87

Nova média: 28,13

PILAR	P 07		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	-1,78	
2	27	-0,78	
3	26	-1,78	
4	28	0,22	
5	28	0,22	
6	29	1,22	
7	30	2,22	
8	28	0,22	
9	28	0,22	

Média: 27,78
10% da média é- 2,78

Nova média: 27,78

PILAR	P 07		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	-0,78	
2	29	0,22	
3	30	1,22	
4	27	-1,78	
5	27	-1,78	
6	28	-0,78	
7	30	1,22	
8	30	1,22	
9	30	1,22	

Média: 28,78
10% da média é- 2,88

Nova média: 28,78

PILAR	P 11		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	0,11	
2	29	1,11	
3	28	0,11	
4	26	-1,89	
5	28	0,11	
6	27	-0,89	
7	27	-0,89	
8	28	0,11	
9	30	2,11	

Média: 27,89
10% da média é- 2,79

Nova média: 27,89

PILAR	P 11		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	2,33	
2	28	2,33	
3	28	2,33	
4	21	-4,67	Desprezar
5	24	-1,67	
6	26	0,33	
7	25	-0,67	
8	26	0,33	
9	25	-0,67	

Média: 25,67
10% da média é- 2,57

Nova média: 26,25

VIGA	V 203		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	30	0,11	
2	30	0,11	
3	30	0,11	
4	28	-1,89	
5	30	0,11	
6	29	-0,89	
7	30	0,11	
8	31	1,11	
9	31	1,11	

Média: 29,89
10% da média é- 2,99

Nova média: 29,89

VIGA	V 203		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	31	0,67	
2	32	1,67	
3	32	1,67	
4	29	-1,33	
5	30	-0,33	
6	29	-1,33	
7	29	-1,33	
8	31	0,67	
9	30	-0,33	

Média: 30,33
 10% da média é- 3,03

Nova média: 30,33

VIGA	V 207		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	29	-0,78	
2	27	-2,78	
3	30	0,22	
4	29	-0,78	
5	30	0,22	
6	30	0,22	
7	31	1,22	
8	30	0,22	
9	32	2,22	

Média: 29,78
 10% da média é- 2,98

Nova média: 29,78

VIGA	V 207		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	27	-2,56	
2	30	0,44	
3	30	0,44	
4	30	0,44	
5	29	-0,56	
6	29	-0,56	
7	31	1,44	
8	28	-1,56	
9	32	2,44	

Média: 29,56
 10% da média é- 2,96

Nova média: 29,56

VIGA	V 208		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	-0,67	
2	26	-0,67	
3	25	-1,67	
4	27	0,33	
5	26	-0,67	
6	26	-0,67	
7	28	1,33	
8	28	1,33	
9	28	1,33	

Média: 26,67
10% da média é- 2,67

Nova média: **26,67**

VIGA	V 208		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	30	2,67	
2	27	-0,33	
3	25	-2,33	
4	28	0,67	
5	27	-0,33	
6	26	-1,33	
7	29	1,67	
8	28	0,67	
9	26	-1,33	

Média: 27,33
10% da média é- 2,73

Nova média: **27,33**

LAJE	L 03		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	21	-4,11	Desprezar
2	28	2,89	Desprezar
3	26	0,89	
4	25	-0,11	
5	25	-0,11	
6	26	0,89	
7	24	-1,11	
8	27	1,89	
9	24	-1,11	

Média: 25,11
10% da média é- 2,51

Nova média: **25,29**

LAJE	L 03		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	22	-3,67	Desprezar
2	26	0,33	
3	28	2,33	
4	25	-0,67	
5	30	4,33	Desprezar
6	25	-0,67	
7	25	-0,67	
8	23	-2,67	Desprezar
9	27	1,33	

Média: 25,67
10% da média é- 2,57

Nova média: 26,00

LAJE	L 05		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	0,22	
2	27	1,22	
3	26	0,22	
4	25	-0,78	
5	25	-0,78	
6	24	-1,78	
7	26	0,22	
8	26	0,22	
9	27	1,22	

Média: 25,78
10% da média é- 2,58

Nova média: 25,78

LAJE	L 05		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	26	-1,00	
2	26	-1,00	
3	28	1,00	
4	27	0,00	
5	26	-1,00	
6	32	5,00	Desprezar
7	24	-3,00	
8	26	-1,00	
9	28	1,00	

Média: 27,00
10% da média é- 2,70

Nova média: 26,38

LAJE	L 07		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	28	0,67	
2	26	-1,33	
3	26	-1,33	
4	29	1,67	
5	26	-1,33	
6	26	-1,33	
7	28	0,67	
8	28	0,67	
9	29	1,67	

Média: 27,33 Nova média: **27,33**
 10% da média é- **2,73**

LAJE	L 07		
PONTO DE IMPACTO	VALOR AFERIDO	DIFERENÇA DO VALOR E A MÉDIA	SINALIZAR SE FOR DESPREZAR
1	25	2,11	
2	22	-0,89	
3	20	-2,89	Desprezar
4	21	-1,89	
5	23	0,11	
6	24	1,11	
7	26	3,11	Desprezar
8	20	-2,89	Desprezar
9	25	2,11	

Média: 22,89 Nova média: **23,33**
 10% da média é- **2,29**

APÊNDICE C

Acervo de fotos - estudo de caso 01



Acervo de fotos - estudo de caso 02



ANEXO I

CYPECAD – Dados do estudo de caso 01

1.- VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

Versão: 2016

Número de licença: 20161

2.- DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

Projeto: Estrutural

Chave: Estrutural Estudo de Caso I- DM

3.- NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010

Aços laminados e soldados: NBR8800

Categoria de uso: Edificações residenciais

4.- AÇÕES CONSIDERADAS

4.1.- Verticais

Piso	S.C.U (kN/m ²)	C. permanentes (kN/m ²)
2 PAVIMENTO	1.5	1.0
1 PAVIMENTO	1.5	1.0
0 CINTAMENTO	1.5	1.0
Fundação	0.0	0.0

4.2.- Vento

NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações

Velocidade Básica: 30.00

Rugosidade: Categoria: IV Classe: A

Fator Probabilístico: 1.00

Fator Topográfico: +X:1.00 -X:1.00 +Y:1.00 -Y:1.00

Larguras de faixa		
Plantas	Largura de faixa Y (m)	Largura de faixa X (m)
Em todas as plantas	11.71	15.18

Realiza-se análise dos efeitos de 2ª ordem

Valor para multiplicar os deslocamentos 1.43

Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00
 +Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de vento		
Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
2 PAVIMENTO	6.380	8.270
1 PAVIMENTO	10.804	14.005
0 CINTAMENTO	0.000	0.000

4.3.- Sismo

Sem ação de sismo

5.- DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
3	2 PAVIMENTO	3	2 PAVIMENTO	3.06	6.12
2	1 PAVIMENTO	2	1 PAVIMENTO	3.06	3.06
1	0 CINTAMENTO	1	0 CINTAMENTO	1.50	0.00
0	Fundação				-1.50

6.- DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

6.1.- Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P01	(0.00, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P02	(0.00, 1.95)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.00
P03	(0.00, 4.88)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.00
P04	(0.00, 8.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. esq.	0.00
P05	(1.93, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.00
P06	(1.92, 1.88)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P07	(1.85, 4.88)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P08	(1.78, 7.85)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P09	(1.78, 10.99)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.00
P10	(1.92, 14.02)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.00
P11	(5.48, 0.01)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.00
P12	(5.47, 1.88)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P13	(5.55, 4.80)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P14	(5.55, 7.92)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P15	(5.47, 10.99)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P16	(5.56, 14.01)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.00
P17	(9.23, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.00
P18	(9.23, 1.95)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P19	(9.23, 4.95)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P20	(9.23, 7.92)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P21	(9.23, 10.92)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P22	(9.23, 14.02)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.00
P23	(11.71, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. dir.	0.00
P24	(11.71, 1.95)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P25	(11.71, 4.95)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P26	(11.71, 7.92)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P27	(11.71, 10.92)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P28	(11.71, 14.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. dir.	0.00

7.- DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
			Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
P10, P16, P22, P15, P06, P17, P11, P05, P12	3	30x14	0.21	0.70	0.75	0.75	2.00
	2	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
	1	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
P28, P27, P21, P09, P04, P08, P26, P25, P13, P07, P03, P02, P18, P24, P23, P01, P20, P14, P19	3	14x30	0.21	0.70	0.75	0.75	2.00
	2	14x30	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
	1	14x30	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00

8.- RELATÓRIO DE PANOS

Tipos de lajes consideradas

Nome	Descrição
leje 11cm	LAJE DE VIGOTAS DE CONCRETO Altura do bloco/molde: 8 cm Espessura camada de compressão: 4 cm Entre-eixos: 45 cm Bloco/Molde: De poliestireno Largura da nervura: 10 cm Volume de concreto: 0.064 m ³ /m ² Peso próprio: 1.562 kN/m ² Incremento da largura da nervura: 3 cm Verificação da flecha: Como vigota armada

9.- MATERIAIS UTILIZADOS

9.1.- Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (MPa)	γ_c	Agregado		E_c (MPa)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Todos	C20, em geral	20	1.40	Gnaisse	19	21287

9.2.- Aços por elemento

9.2.1.- Aços em barras

Elemento	Aço	f_{yk} (MPa)	γ_s
Todos	CA-50 e CA-60	500 a 600	1.15

9.2.2.- Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Aço dobrado	CF-26	260	200
Aço laminado	A-36	250	206

CYPECAD – Dados do estudo de caso 02

1.- VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

Versão: 2016

Número de licença: 20161

2.- DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

Projeto: Estrutural

Chave: Estrutural Estudo de Caso II- DT

3.- NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010

Aços laminados e soldados: NBR8800

Categoria de uso: Edificações residenciais

4.- AÇÕES CONSIDERADAS

4.1.- Verticais

Piso	S.C.U (kN/m ²)	C. permanentes (kN/m ²)
COBERTURA RESERV.	1.5	1.0
2 PAVIMENTO	1.5	1.0
1 PAVIMENTO	1.5	1.0
CINTAMENTO	1.5	1.0
Fundação	0.0	0.0

4.2.- Vento

NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações

Velocidade Básica: 30.00

Rugosidade: Categoria: IV Classe: A

Fator Probabilístico: 1.00

Fator Topográfico: +X:1.00 -X:1.00 +Y:1.00 -Y:1.00

Larguras de faixa		
Plantas	Largura de faixa Y (m)	Largura de faixa X (m)
Em todas as plantas	8.37	10.52

Realiza-se análise dos efeitos de 2ª ordem

Valor para multiplicar os deslocamentos 1.43

Coefficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de vento		
Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
COBERTURA RESERV.	3.178	3.995
2 PAVIMENTO	7.416	9.320
1 PAVIMENTO	7.535	9.470
CINTAMENTO	0.000	0.000

4.3.- Sismo

Sem ação de sismo

5.- DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
-------	---------------	------	-----------	--------	------

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
4	COBERTURA RESERV.	4	COBERTURA RESERV.	2.00	8.00
3	2 PAVIMENTO	3	2 PAVIMENTO	3.00	6.00
2	1 PAVIMENTO	2	1 PAVIMENTO	3.00	3.00
1	CINTAMENTO	1	CINTAMENTO	1.50	0.00
0	Fundação				-1.50

6.- DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

6.1.- Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P1	(0.00, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P2	(0.00, 4.12)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.00
P3	(0.00, 7.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P4	(0.00, 8.37)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. esq.	0.00
P5	(4.07, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.00
P6	(4.22, 4.12)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P7	(3.92, 7.00)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. esq.	0.00
P8	(4.07, 8.37)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.00
P9	(7.36, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade inferior	0.00
P10	(7.21, 4.12)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Metade esquerda	0.00
P11	(7.36, 7.07)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.00
P12	(7.36, 8.37)	0-4	Com vinculação exterior	0.0	Metade superior	0.00
P13	(10.52, 0.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. dir.	0.00
P14	(10.52, 4.12)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Metade direita	0.00
P15	(10.52, 7.00)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. inf. dir.	0.00
P16	(10.52, 8.37)	0-3	Com vinculação exterior	0.0	Can. sup. dir.	0.00

7.- DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Pis o	Dimensõe s (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
			Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
P1, P2, P3, P4, P5, P9, P13, P14, P15, P16	3	30x14	0.21	0.70	0.75	0.75	2.00
	2	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
	1	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
P6, P7, P8, P10, P11, P12	4	30x14	0.21	0.70	0.75	0.75	2.00
	3	30x14	0.70	0.70	0.75	0.75	2.00
	2	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00
	1	30x14	1.00	1.00	0.75	0.75	2.00

8.- RELATÓRIO DE PANOS

Tipos de lajes consideradas

Nome	Descrição
Laje 12 cm	LAJE DE VIGOTAS DE CONCRETO Altura do bloco/molde: 7 cm Espessura camada de compressão: 5 cm Entre-eixos: 45 cm Bloco/Molde: Cerâmica Largura da nervura: 12 cm Volume de concreto: 0.075 m ³ /m ² Peso próprio: 2.004 kN/m ² Incremento da largura da nervura: 3 cm Verificação da flecha: Como vigota armada

Grupo	Tipo	Coordenadas do centro da laje
1 PAVIMENTO	Laje 12 cm	Em todos os panos
2 PAVIMENTO	Laje 13 cm	Em todos os panos

9.- MATERIAIS UTILIZADOS

9.1.- Concretos

Elemento	Concreto	f_{ck} (MPa)	γ_c	Agregado		E_c (MPa)
				Natureza	Tamanho máximo (mm)	
Todos	C20, em geral	20	1.40	Gnaisse	19	21287

9.2.- Aços por elemento

9.2.1.- Aços em barras

Elemento	Aço	f_{yk} (MPa)	γ_s
Todos	CA-50 e CA-60	500 a 600	1.15

9.2.2.- Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Aço dobrado	CF-26	260	200
Aço laminado	A-36	250	206