

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Mainara Ridiani Palcikoski

**ANÁLISE ESTRUTURAL DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM
EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA-
RS: ESTUDO DE CASO**

Santa Maria, RS
2021

Mainara Ridiani Palcikoski

**ANÁLISE ESTRUTURAL DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM
EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA-RS:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS) – Campus Santa Maria, como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Santa Maria, RS
2021

Mainara Ridiani Palcikoski

**ANÁLISE ESTRUTURAL DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM
EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA-RS:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS) – Campus Santa Maria, como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em 23 de dezembro de 2021:

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

André Lübeck, Dr. (UFSM)

Larissa Degliuomini Kirchhof, Dra. (UFSM)

Santa Maria, RS
2021

DEDICATÓRIA

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus pela vida e a toda espiritualidade por estar presente nos momentos em que necessitei auxílio.

Ao meu pai José Palcikoski por priorizar os meus estudos e pela compreensão durante todos os anos que estive comigo.

A minha mãe Clara Lewandowski por me fornecer todo o suporte necessário durante a minha graduação, pois sem ela eu não estaria aqui.

As minhas irmãs Mayara e Marinara pela companhia e bons momentos vividos.

Ao meu namorado Leonardo por todo o auxílio, compreensão, amor e carinho durante todos esses anos.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da UFSM pelos ensinamentos durante a graduação, especialmente ao professor Almir Barros da Silva Santos Neto pela orientação neste trabalho.

E a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram com a elaboração do meu TCC, meus sinceros agradecimentos.

*“ Um dia, quando olhares para trás,
verás que os dias mais belos foram
aqueles em que lutaste. ”*

Sigmund Freud

RESUMO

ANÁLISE ESTRUTURAL DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR NO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA-RS: ESTUDO DE CASO

AUTOR: Mainara Ridiani Palcikoski
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Este trabalho apresenta o estudo de caso de um edifício multifamiliar localizado na cidade de Santa Maria/RS. Sua estrutura é do tipo mista, possuindo um pavimento de subsolo em concreto armado e quatro pavimentos em alvenaria estrutural (térreo e três tipos). Ressalta-se que sua estrutura apresenta uma série de manifestações patológicas como ninhos de concretagem nos pilares, deformações excessivas, e, principalmente, fissuração generalizada nas vigas de concreto armado do pavimento térreo, informações obtidas a partir de um laudo técnico. Dessa forma, este estudo se destina à análise estrutural através da modelagem da estrutura no *software* SAP2000, cujo objetivo final foi verificar o dimensionamento das vigas quanto ao ELU e ELS. Destaca-se que para a modelagem foram definidos elementos de barra para a parte estrutural em concreto armado (vigas e pilares) e, elementos de casca para as lajes e, paredes em alvenaria estrutural, ainda, dividiu-se a estrutura em grupos a fim de considerar o faseamento construtivo. Através dos resultados da modelagem foram obtidos os esforços cortantes e de momentos fletores nas vigas que possuem fissuras típicas de cisalhamento em quase toda sua totalidade. A partir disso, comparou-se com valores de dimensionamento, constatando que a maioria das regiões fissuradas se sobrepõem às de cortantes maiores que os de dimensionamento, revelando inclusive regiões com ruína das bielas. Ademais, foram verificadas as áreas de aço e flechas, comparando-as aos limites normativos. Na sequência, foi realizada uma análise incremental, cuja verificação resultou na adição de regiões com esforços consideráveis, maiores que os do projeto original. Assim, pôde-se comprovar a eficiência dos métodos utilizados, bem como, assumir os resultados como satisfatórios.

Palavras-chave: Patologias, Concreto Armado, SAP 2000, Modelagem.

ABSTRACT

STRUCTURAL ANALYSIS OF PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS IN MULTIFAMILY BUILDINGS IN THE MUNICIPALITY OF SANTA MARIA-RS: CASE STUDY

AUTHOR: Mainara Ridiani Palcikoski
ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

This work presents the case study of a multifamily building located in the city of Santa Maria/RS. Its structure is of the mixed type, having an underground floor in reinforced concrete and four floors in structural masonry (ground floor and three types). It is noteworthy that its structure presents a series of pathologies such as concreting nests in the columns, excessive deformations, and, mainly, widespread cracking in the reinforced concrete beams on the ground floor. Thus, this study is intended for structural analysis through the modeling of the structure in the SAP2000 software, whose final objective was to verify the dimensioning of the beams regarding the ELU. It is noteworthy that for the modeling, bar elements were defined for the structural part in reinforced concrete (beams and columns) and shell elements for the slabs and walls in structural masonry. Through the modeling results, the shear forces and bending moment were obtained in the beams that have typical shear cracks in almost all of their totality. From this, it was compared with dimensioning values, noting that most cracked regions overlap those of sharper edges larger than the dimensioning ones, even revealing regions with ruined connecting rods. Furthermore, the areas of steel and arrows were verified, comparing them to the normative limits. Afterwards, an incremental analysis was performed, whose verification resulted in the addition of some risk regions. Thus, it was possible to prove the efficiency of the methods used, as well as assume the results as satisfactory.

Keywords: Pathologies, Reinforced Concrete, SAP 2000, Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Influência da manutenção na durabilidade dos materiais.	21
Figura 2.2 – Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis.	22
Figura 2.3 – Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto aparente.	23
Figura 2.4 – Manifestação típica dos ninhos de concretagem.	24
Figura 2.5 – Configuração de fissuras de cisalhamento em vigas.	25
Figura 2.6 – Junta de controle.	27
Figura 2.7 – Junta de dilatação.	28
Figura 2.8 – Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão.	30
Figura 2.9 – Esforços no efeito arco.	31
Figura 2.10 – Comportamento das tensões.	31
Figura 2.11 – Fluxograma genérico para diagnose de uma estrutura.	33
Figura 2.12 – Passos principais efetuados na Análise pelo Método dos Elementos Finitos. ...	37
Figura 3.1 – Vista frontal da edificação.	40
Figura 3.2 – Esquema vertical dos pavimentos.	47
Figura 3.3 – Vista da modelagem estrutural no Eberick.	48
Figura 3.4 – Fissura na parede da caixa de escada.	49
Figura 3.5 – Fissuras na viga V21, junto ao pilar P14.	50
Figura 3.6 – Alvenaria esmagada na parede entre o corredor e o apartamento 201.	50
Figura 3.7 – Superfície do concreto do pilar P16.	51
Figura 3.8 – Vigas V4, V6 e V12 com deformações visíveis.	52
Figura 3.9 – Configurações iniciais do SAP2000.	53
Figura 3.10 – Parâmetros empregados para a alvenaria estrutural.	54
Figura 3.11 – Parâmetros empregados para o concreto armado.	54
Figura 3.12 – Seções de vigas.	55
Figura 3.13 – Seções de vigas e pilares.	55
Figura 3.14 – Seção e características das paredes.	56
Figura 3.15 – Seção e características das lajes.	56
Figura 3.16 – Seção e características da laje do reservatório.	57
Figura 3.17 – Inserção da estrutura em concreto armado.	58
Figura 3.18 – Estrutura mista – elementos em concreto armado e alvenaria estrutural.	58

Figura 3.19 – Definição dos carregamentos atuantes.	59
Figura 3.20 – Exemplo de carregamento atuante em uma das lajes.	59
Figura 3.21 – Atribuição das restrições à translação.	60
Figura 3.22 – Exemplo de combinação realizada no <i>software</i> SAP 2000.	61
Figura 3.23 – Caso de análise não-linear da construção.	63
Figura 3.24 – Casos de carga para análise da estrutura.	63
Figura 3.25 – Visão 3D do modelo em análise.	64
Figura 4.1 – Diagrama de esforços axiais nas vigas decorrentes da combinação normal de ações.	66
Figura 4.2 – Momentos fletores ELU.	66
Figura 4.3 – Diagrama de Esforço cortante para as vigas V11 e V12.	69
Figura 4.4 – Sobreposição das regiões fissuradas e maiores esforços cortantes.	72
Figura 4.5 – Tela de abertura do aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8.	73
Figura 4.6 – Resumo da análise realizada pelo RLF-FlexCisTor_v2.8.	76
Figura 4.7 – Tela de análise do aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8.	83
Figura 4.8 – Deformada do modelo devido ao peso próprio.	84
Figura 4.9 – Região com esmagamento na alvenaria.	88
Figura 4.10 – Tensões de compressão na região com esmagamento na alvenaria.	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo.	67
Quadro 4.2 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo.	69
Quadro 4.3 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.	73
Quadro 4.4 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.	77
Quadro 4.5 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.	78
Quadro 4.6 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.	81
Quadro 4.7 – Deslocamentos verticais diferidos nas vigas do pavimento térreo.	85
Quadro 4.8 – Deslocamentos verticais diferidos nas vigas do pavimento térreo tendo em vista a análise incremental.	86
Quadro 4.9 – Deslocamentos verticais diferidos na viga da região em que houve esmagamento.	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental.	34
Tabela 2.2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.	35
Tabela 2.3 – Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.	35

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	JUSTIFICATIVA	15
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivo Geral	15
1.2.2	Objetivos Específicos	16
1.3	METODOLOGIA	16
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	PATOLOGIAS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	18
2.1.1	O conceito de patologia das estruturas	18
2.1.2	O conceito de desempenho	19
2.1.3	Vida útil e durabilidade	19
2.1.4	O conceito de manutenção	20
2.2	PRINCIPAIS ORIGENS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS	21
2.2.1	Manifestações geradas durante a concepção do projeto	22
2.2.2	Manifestações geradas durante a construção	22
2.2.3	Manifestações geradas durante a utilização	23
2.3	PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	23
2.3.1	Ninhos de concretagem/segregação do concreto	24
2.3.2	Fissuras de cisalhamento	25
2.3.3	Flechas excessivas	25
2.4	JUNTAS	26
2.4.1	Junta de controle	26
2.4.2	Junta de concretagem	27
2.4.3	Junta de dilatação	27
2.5	ALVENARIA ESTRUTURAL	28
2.5.1	Carga admissível de compressão	29
2.5.2	Esmagamento das alvenarias submetidas à compressão	29
2.6	EFEITO ARCO	30
2.7	ESCOLHA DO TIPO DE INTERVENÇÃO A ADOTAR	32
2.8	NORMATIZAÇÃO	33
2.8.1	Agressividade do ambiente	33
2.8.2	Qualidade do concreto de cobrimento	34
2.8.3	Deslocamentos limites	35
2.9	MÉTODO DE ANÁLISE DE CÁLCULO	36
2.9.1	Método dos Elementos Finitos	36
2.9.2	Software SAP 2000	37
3	ESTUDO DO CASO	39
3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS	39
3.1.1	Levantamento de subsídios	40
3.1.2	Sistema estrutural	40
3.1.3	Materiais construtivos	41
3.1.4	Projetos avaliados	45
3.1.5	Verificação estrutural	45
3.1.6	Ensaio realizado pelo LMCC	47
3.1.7	Modelo gerado pelo LMCC e Parecer	48
3.2	INSPEÇÃO VISUAL - PRINCIPAIS PATOLOGIAS IDENTIFICADAS	48

3.2.1 Fissuração	49
3.2.2 Esmagamento da alvenaria	50
3.2.3 Ninhos de concretagem	51
3.2.4 Deformações/flechas excessivas.....	51
3.3 MODELAGEM ESTRUTURAL.....	52
3.3.1 Configurações iniciais	52
3.3.2 Materiais	53
3.3.3 Definição dos pilares e vigas.....	55
3.3.4 Criação dos pontos e associação das seções	57
3.3.5 Cargas de Projeto.....	58
3.3.6 Restrições à translação	59
3.3.7 Combinações de Ações.....	60
3.3.8 Consideração dos efeitos construtivos.....	61
3.3.9 Análise estrutural.....	63
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	65
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	65
4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	65
4.2.1 Esforços axiais no vigamento do térreo.....	65
4.2.2 Dimensionamento ao momento fletor nas vigas que apresentam fissuras.....	66
4.2.3 Dimensionamento ao esforço cortante nas vigas que apresentam fissuras.....	68
4.3 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS CONSTRUTIVOS	76
4.3.1 Dimensionamento ao momento fletor nas vigas que apresentam fissuras.....	76
4.3.2 Dimensionamento ao esforço cortante nas vigas que apresentam fissuras.....	78
4.4 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	83
4.4.1 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas que apresentam fissuras.....	84
4.4.2 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas que apresentam fissuras para análise construtiva.....	86
4.5 COMPRESSÃO NA REGIÃO DE ESMAGAMENTO DA ALVENARIA.....	88
4.5.1 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas.....	88
4.5.2 Tensão de compressão atuante na parede com esmagamento	89
5 CONCLUSÕES	92
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92

1 INTRODUÇÃO

Segundo Souza e Ripper (1998), vários podem ser os problemas apresentados por uma edificação durante seu ciclo de vida. Esses são decorrentes tanto por envelhecimento natural dos materiais quanto por acidentes ocorridos durante o seu uso. Além disso, os profissionais e técnicos que concebem a edificação podem fomentar a formação de diversos problemas, seja por falhas de projeto e execução, seja por escolha dos materiais empregados em obra. Tendo em vista todos esses fatores, é imprescindível avaliar a origem das patologias com precisão e prudência. Essas medidas são fundamentais para o sucesso do profissional na recomendação da medida corretiva.

É muito importante que os profissionais da construção não se deixem iludir por soluções de caráter duvidoso, de fácil resolução e baixo custo, caso elas não estejam em conformidade com as normas e as boas técnicas da engenharia civil. Pode parecer o ideal em curto prazo, mas tenham certeza de que será uma solução com grandes chances de vir a dar problemas no futuro, acarretando sempre danos pessoais e grandes prejuízos financeiros. É sempre mais econômico e seguro fazer da maneira correta logo na primeira vez, visto que os reparos, restauros e reforços posteriores sempre implicam um custo final mais elevado para a obra (MARCELLI, 2007).

Por tal razão, estudar os pontos fracos em uma estrutura vão indicar a origem das patologias, a fim de que essa não deixe de cumprir com seus critérios de desempenho ou que tenha sua vida útil reduzida. Assim, faz-se necessário uma identificação adequada para que o reparo ou reforço seja efetivo.

Frequentemente, as patologias mais presentes nas construções são as fissuras. Segundo Marcelli (2007), “algumas fissuras podem ser desprezadas ou simplesmente colmatadas após um correto diagnóstico dos motivos que a geraram; outras, por sua vez, deverão receber um tratamento especial para resolver o problema corretamente”.

Nesse sentido, serão avaliadas neste trabalho as fissuras e o esmagamento da alvenaria presentes em um edifício multifamiliar na cidade de Santa Maria, RS. Bem como, realizada sua verificação estrutural.

Para que seja possível comparar a capacidade resistente das peças – através de dados indicados em projeto como dimensões das peças, configuração de armaduras e resistência do concreto – com os esforços atuantes, gerou-se um modelo numérico da estrutura no software SAP 2000.

1.1 JUSTIFICATIVA

Cada vez mais são observados problemas durante o ciclo de vida da edificação, seja por falhas envolvendo os profissionais durante as fases de concepção ou execução, seja pela escolha de materiais com má qualidade. É notável o crescimento da falta de qualidade, em que as empresas focam apenas no lucro, negligenciando a segurança e conforto dos usuários.

Como descrito no livro de Souza e Ripper (1998), quando uma estrutura de concreto “doente” é analisada, é fundamental entender as causas que levaram a essa condição, antes de aplicar os reparos necessários, a fim de garantir, também, que ela não retorne à condição inicial.

Com o avanço da tecnologia, o computador se tornou imprescindível em um projeto de estruturas, a utilização de softwares tem sido fundamental para auxiliar na detecção da origem desses problemas.

Segundo Longo:

Os computadores foram rapidamente se integrando ao projeto de engenharia, trazendo uma maior produtividade, maior rapidez e trabalhos mais bem apresentados. O cansativo trabalho do engenheiro calculista foi sendo substituído gradativamente por programas de computador. Os inúmeros desenhistas, que ocupavam as pranchetas dos escritórios, deram lugar aos projetistas que agora elaboram seus desenhos diretamente na tela do monitor e enviam o resultado de seu trabalho em arquivos pela Internet, deixando de lado as tradicionais plantas em papel vegetal (LONGO, 2008).

Em vista disso, um edifício multifamiliar na cidade de Santa Maria apresentou diversas patologias, ficando evidente a necessidade de identificar suas causas. Sendo assim, a partir da modelagem estrutural por meio de software, será analisado o comportamento da estrutura a fim de identificar possíveis pontos que apresentem solicitações acima da resistência fornecida pelos materiais.

1.2 OBJETIVOS

Delimitaram-se os seguintes objetivos, que estão subdivididos em dois grupos, geral e específicos.

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral analisar a estrutura, a partir do *software* SAP2000, de um edifício multifamiliar, devido às patologias que o mesmo apresentou.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Avaliar os esforços atuantes na estrutura a partir da modelagem no *software* SAP2000 e compará-los aos fornecidos no projeto estrutural;
- b) Avaliar a presença do efeito arco na estrutura de alvenaria e suas consequências na análise e dimensionamento da estrutura de concreto;
- c) Analisar as possíveis causas das manifestações patológicas que influenciaram nos resultados finais da estrutura.

1.3 METODOLOGIA

O trabalho tem por base a análise estrutural por meio do *software* SAP 2000, uma ferramenta baseada no Método dos Elementos Finitos, modelo de cálculo comum entre a maioria dos *softwares* relacionados a análise e dimensionamento de estruturas. É bastante utilizado por ser um programa flexível, com um processador de cálculo muito eficiente.

Através da modelagem no programa, serão calculados os esforços nas vigas e nos pilares a fim de se obter deformações ou flechas nas vigas do pavimento térreo, bem como avaliar sua possibilidade de ruína.

Para a modelagem serão utilizados dados presentes nos projetos arquitetônicos e estruturais – de alvenaria estrutural e de concreto armado. Posteriormente é realizado o processamento desses dados com auxílio do *software* SAP 2000.

A estrutura do edifício, na qual este estudo está voltado, é composta por um sistema misto, no qual o concreto armado e a alvenaria estrutural são utilizados conjuntamente. Assim, é válido ressaltar que a parte composta por concreto armado será representada por elementos de barra (*frame*), já a parte em alvenaria estrutural será modelada como elementos de casca (*shell*).

As etapas deste trabalho são descritas a seguir:

- Pesquisa referente a modelagem dos elementos de barra e casca;
- Pesquisa sobre o efeito arco;
- Estudos sobre patologias e suas causas;
- Levantamento dos carregamentos;
- Modelagem dos elementos da estrutura no *software*;

- Processamento da estrutura modelada a partir dos dados levantados;
- Análise dos resultados obtidos comparando-os com os limites normativos.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O trabalho é segmentado em cinco capítulos, sendo eles: Introdução, Revisão Bibliográfica, Estudo de Caso, Análise dos Resultados e Conclusão.

No primeiro capítulo, é apresentada uma breve introdução ao assunto, trazendo observações de alguns autores sobre as origens das patologias, bem como, do uso de softwares nos projetos estruturais. Além dos objetivos geral e específico do presente trabalho, a justificativa e a metodologia.

O segundo capítulo é constituído de uma revisão bibliográfica, o qual apresenta um estudo sobre as manifestações patológicas que atacam as estruturas de concreto armado. Em seguida, é discorrido sobre o funcionamento do *software* utilizado na modelagem, bem como, seu método de cálculo.

No terceiro capítulo é abordado o estudo de caso, apresentando o projeto do edifício, principais manifestações patológicas encontradas, como fissuração, ninhos de concretagem e esmagamento da alvenaria. Além da modelagem realizada no *software* SAP 2000, dados levantados e realização da análise gráfica, com a particularidade de observação dos efeitos construtivos.

No quarto capítulo são expostos os resultados obtidos, trazendo, principalmente, a verificação dos esforços cortantes, bem como para os momentos fletores, nas vigas que apresentaram fissuração, e os comparando aos encontrados no projeto estrutural, sendo estes utilizados no dimensionamento. Além do mais, faz-se uma análise sobre a consideração dos efeitos construtivos, na qual verifica-se o aumento da gravidade das regiões fissuradas. Ainda, verificou-se os deslocamentos verticais, comparando-os aos limites normativos. Por fim, avaliou-se a região em que foi encontrado esmagamento da alvenaria.

O quinto e último capítulo é destinado à conclusão, no qual são comentados alguns pontos abordados no trabalho, ainda, relata-se a satisfação com os resultados encontrados, bem como, a confirmação do bom desempenho dos métodos utilizados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo faz uma revisão das patologias presentes nas estruturas de concreto, apresentando conceitos, bem como, suas principais causas. Também discorre sobre as principais manifestações patológicas encontradas no estudo de caso, abordadas na sequência deste trabalho.

Além disso, introduz, de maneira sucinta, algumas técnicas usuais de reforço e recuperação de estruturas de concreto. Por fim, trata das principais normativas que regem o dimensionamento das estruturas de concreto, e ainda, encerra trazendo um pouco da teoria do método dos elementos finitos, no qual se baseia o *software* utilizado.

2.1 PATOLOGIAS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Dentre os principais problemas que acometem as construções, diminuindo sua vida útil, estão as patologias. Tais como as estruturais, sendo essas, objeto de estudo do presente trabalho.

2.1.1 O conceito de patologia das estruturas

Este campo da Engenharia das Construções é designado como “o estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas” (SOUZA E RIPPER, 1998).

Ainda, segundo Caporrino:

Patologia das edificações é a ciência que estuda as origens, as formas de apresentação, os aspectos e as possíveis soluções de anomalias nas edificações e como evitar que qualquer componente de uma edificação deixe de atender aos requisitos mínimos para os quais foi projetado (CAPORRINO, 2018).

Já para Bolina *et al.* (2019), o termo patologia é conhecido por se relacionar à ciência médica, sendo empregado, cada vez mais, em outras áreas do conhecimento, integrando, corriqueiramente, ao estudo dos danos em obras civis.

Ademais, patologia das construções é uma ciência que estuda os defeitos incidentes nos materiais construtivos, componentes e elementos, examinando as origens e evolução do processo patológico, além de suas manifestações. Assim, é uma área do conhecimento que busca um parecer sobre a doença instalada, a fim de que a cura seja correta e definitiva.

Para um melhor entendimento do grau de afetabilidade da edificação devido às patologias, a seguir, serão definidos conceitos que estão diretamente relacionados aos efeitos que elas causam nos materiais ou componentes, atingindo os elementos estruturais.

2.1.2 O conceito de desempenho

Conforme exposto em seu livro, Souza e Ripper (1998), caracterizam a Engenharia Civil como uma área do conhecimento humano em constante evolução, no que refere à modernização das máquinas e equipamentos, também, da perspectiva técnica empregada, ainda, dos métodos de projeto.

Entretanto, há importantes falhas nos quesitos: concepção, análise, cálculo, detalhamento das estruturas, tecnologia dos materiais e técnicas construtivas. Essas, combinadas a falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, acarretam no desempenho insatisfatório de algumas estruturas.

Dessa forma, como relata Thomaz (2020), ainda é muito comum a incompatibilidade entre projetos de arquitetura, estrutura e fundações, o que corrobora para os problemas frequentemente presentes nas edificações. Na tentativa de mitigar as patologias futuras, criou-se a norma de desempenho NBR 15575 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), embora atualmente tenhamos uma versão mais recente, versão de 2021, na época do projeto da edificação, esta era a norma vigente. A qual define desempenho como “comportamento em uso de uma edificação e de seus sistemas”.

Ainda, Cremonini (1988) discorre em seu trabalho sobre a importância que o desempenho tem no trabalho do projetista, o qual, escolhendo determinada solução, saberá o que esperar dela.

Por fim, “por desempenho entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção” (SOUZA E RIPPER, 1998).

2.1.3 Vida útil e durabilidade

De acordo com Bolina *et al.* (2019), “com o avanço do setor da construção civil, passou-se a conhecer mais sobre seu comportamento, e novos critérios de projeto, até então desconsiderados, passaram a ter papel decisivo na concepção das estruturas, como a durabilidade”.

Ademais, a durabilidade é definida como “a capacidade de um produto manter suas propriedades ao longo do tempo, sob condições normais de uso” (YAZIGI, 2009).

Além disso, em concordância com Souza e Ripper:

Por vida útil de um material, entende-se o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. O conhecimento da vida útil e da curva de deterioração de cada material ou estrutura são fatores de fundamental importância para a confecção de orçamentos reais para a obra, assim como, de programas de manutenção adequados e realistas (SOUZA E RIPPER, 1998).

Desta forma, conforme Marcelli (2007), a durabilidade é a capacidade que os materiais ou componentes possuem, ao longo do tempo, em manter suas propriedades. A qual está diretamente relacionada à vida útil do produto, sendo essa dependente da durabilidade de seus componentes.

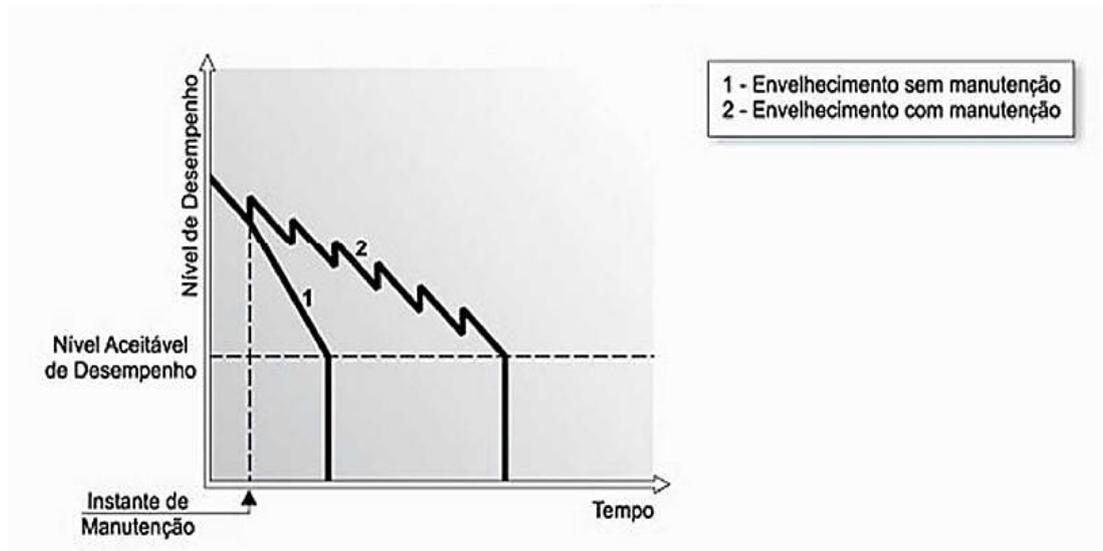
2.1.4 O conceito de manutenção

Como descrito em Souza e Ripper (1998), “entende-se por manutenção de uma estrutura o conjunto de atividades necessárias à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, o conjunto de rotinas que tenham por finalidade o prolongamento da vida útil da obra, a um custo compensador”.

Ainda, Marcelli (2007) traz uma definição da palavra manutenção, segundo o Dicionário Aurélio, como sendo “as medidas necessárias para a conservação ou a permanência de alguma coisa, ou de uma situação; os cuidados técnicos indispensáveis ao funcionamento regular e permanente de motores e máquinas”.

Sendo assim, para um melhor entendimento, a Figura 2.1 exibe a influência da manutenção na durabilidade dos materiais.

Figura 2.1 – Influência da manutenção na durabilidade dos materiais.



Fonte: Marcelli (2007).

De acordo com Marcelli (2007), para realizar uma correta análise da vida útil de um produto deve se ter em conta seu comportamento de degradação, podendo ser linear, exponencial ou até mesmo ter um colapso repentino, assim, será possível avaliar a influência dos serviços de manutenção que deverão ser executados. Sendo que, a manutenção aumentará substancialmente a durabilidade de determinado produto.

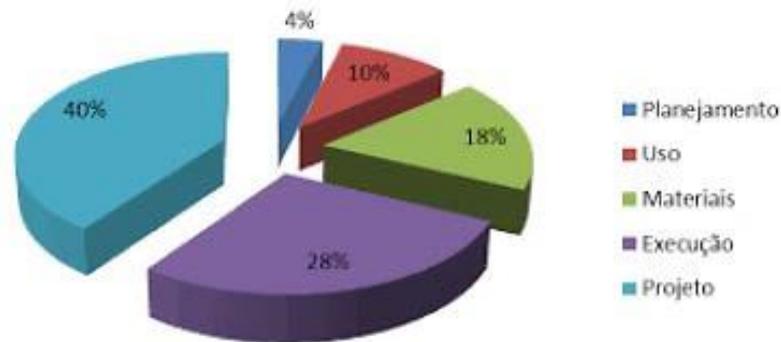
2.2 PRINCIPAIS ORIGENS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS

A prevenção de fissuras nos edifícios, como não poderia deixar de ser, passa obrigatoriamente por todas as regras de bem planejar, bem projetar e bem construir. Mais ainda, exige um controle sistemático e eficiente da qualidade dos materiais e dos serviços, uma perfeita harmonia entre os diversos projetos executivos, estocagem e manuseio corretos dos materiais e componentes no canteiro de obras, e utilização e manutenção corretas do edifício (THOMAZ, 2020).

De acordo com Helene (1992), erros de planejamento ou de projetos são, normalmente, mais graves do que falhas de qualidade dos materiais ou de má execução. Sendo assim, deve ser priorizado o detalhamento e estudo da estrutura, do que tomar decisões precipitadas durante o processo executivo.

Na Figura 2.2 é apresentado um gráfico, segundo a distribuição percentual da origem dos problemas patológicos trazida por Helene (1992).

Figura 2.2 – Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis.



Fonte: Helene (1992).

Ademais, conforme Souza e Ripper (1998) citam “o surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades”.

2.2.1 Manifestações geradas durante a concepção do projeto

Conforme Pina (2013) discorre, a fase em que a edificação é gerada, ou seja, sua fase de concepção, é a base para as demais. Pois, falhas geradas nessa fase serão danosas ao desenvolvimento das subseqüentes.

Sendo assim, as manifestações podem se originar durante o estudo preliminar (lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto ou durante a elaboração do projeto de execução. Ainda, discorrem que “uma falha no estudo preliminar, por exemplo, gera um problema cuja solução é muito mais complexa e onerosa do que a de uma falha que venha a ocorrer na fase de anteprojeto” (SOUZA E RIPPER, 1998).

2.2.2 Manifestações geradas durante a construção

De acordo com Souza e Ripper:

Assim, uma vez iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão de obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem (SOUZA E RIPPER, 1998).

Sendo assim, segundo Yazigi (2009), as falhas que irão surgir após a entrega da obra acarretarão na necessidade de recuperação, gerando custo elevado de operação e manutenção.

2.2.3 Manifestações geradas durante a utilização

As manifestações patológicas ocorridas nesta fase são decorrentes da má utilização ou de uma manutenção inadequada, bem como, da falta dela.

Como aponta Souza e Ripper:

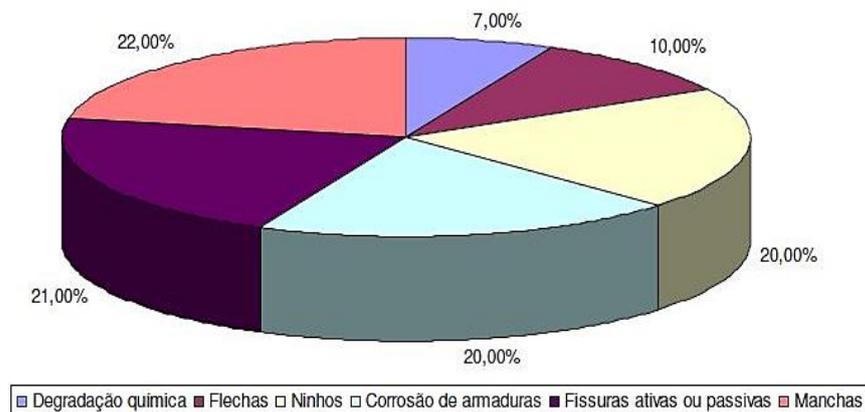
Os problemas patológicos ocasionados por manutenção inadequada, ou mesmo pela ausência total de manutenção, têm sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos. A falta de alocação de verbas para a manutenção pode vir a se tornar fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maior monta, implicando gastos significativos e, no limite, a própria demolição da estrutura (SOUZA E RIPPER, 1998).

2.3 PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Conforme Helene (1992) as manifestações patológicas, danos, lesões, ou ainda, defeitos, vão orientar um primeiro diagnóstico, a partir de observações visuais, num primeiro momento. “Os sintomas mais comuns, de maior incidência nas estruturas de concreto são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem (segregação dos materiais constituintes do concreto) ”.

O gráfico da Figura 2.3 apresenta a distribuição da incidência de manifestações.

Figura 2.3 – Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto aparente.



Fonte: Helene (1992).

Ademais, Souza e Ripper (1998) afirmam que o processo de sistematização dos problemas patológicos os classificam como simples, no qual o diagnóstico e profilaxia são notórios ou aparentes. E complexos, os quais requerem uma inspeção individualizada e pormenorizada.

Na sequência, serão apresentadas as principais manifestações patológicas presentes no edifício deste estudo de caso, bem como, seus conceitos e origens.

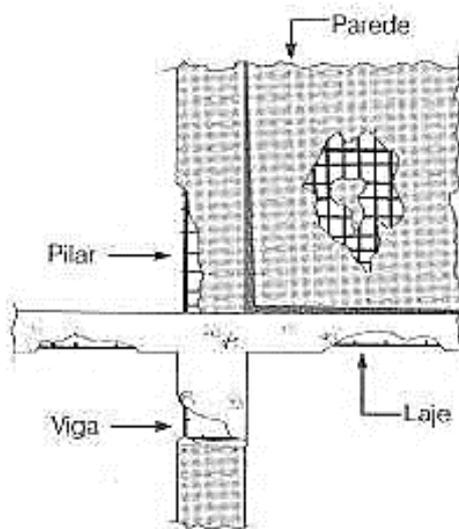
2.3.1 Ninhos de concretagem/segregação do concreto

Este tipo de patologia foi encontrado em um pilar do edifício, deste estudo de caso. No meio técnico é conhecido como ninhos ou bicheiras e está relacionado à concretagem.

De acordo com Souza e Ripper (1998), “ao método de concretagem estão relacionadas, entre outras, as falhas no transporte, no lançamento e no adensamento do concreto, que podem provocar, por exemplo, a segregação entre o agregado graúdo e a argamassa, além da formação de ninhos de concretagem e de cavidades no concreto”.

Ainda, segundo Helene (1992), a causa se dá através de diversos fatores como: dosagem inadequada, dimensão máxima característica do agregado graúdo inadequada, lançamento e adensamento inadequados, ou ainda, taxa excessiva de armaduras. A Figura 2.4 ilustra a manifestação típica dessa patologia.

Figura 2.4 – Manifestação típica dos ninhos de concretagem.



Fonte: Helene (1992).

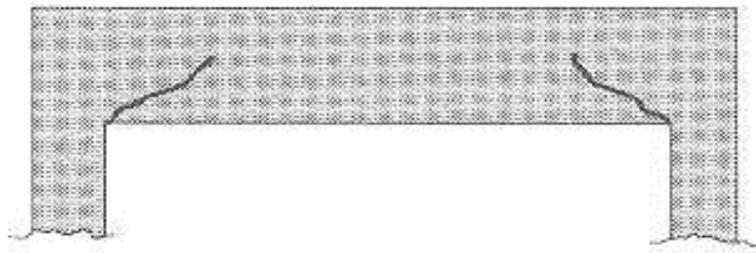
2.3.2 Fissuras de cisalhamento

De acordo com Helene (1992), esse tipo de patologia provém de: sobrecargas não previstas, estribos insuficientes, estribos mal posicionados no projeto ou na execução, ou ainda, concreto de resistência inadequada.

Assim como Helene, Souza e Ripper (1998) também associam essa configuração de fissura em função do esforço cortante a que estão submetidas as peças estruturais, como sendo o tipo de sollicitação predominante.

A Figura 2.5 apresenta uma configuração típica de fissuras de cisalhamento.

Figura 2.5 – Configuração de fissuras de cisalhamento em vigas.



Fonte: Helene (1992).

2.3.3 Flechas excessivas

De acordo com Marcelli (2007), casos em que as deformações excessivas associadas às trincas indicam situação de perigo, deve-se dispor de estudos específicos que avaliem as causas antes que ocorra um sinistro. Isso está associado a alguns fatores, como: avaliação incorreta da carga que será aplicada no elemento estrutural, ou devido à deficiência dos materiais empregados e em condições de uso quando se aplica uma sobrecarga maior que a prevista em projeto.

Conforme discorre Thomaz:

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob ação do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retração e da deformação lenta do concreto. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção; tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios (THOMAZ, 2020).

2.4 JUNTAS

Nos itens a seguir são definidos alguns tipos de juntas existentes na construção civil, sendo a presença destas fundamentais para o bom funcionamento da estrutura. Já que a mesma pode sofrer variações nas suas dimensões devido às suas características químicas, físicas e mecânicas.

2.4.1 Junta de controle

Segundo Mohamad (2020):

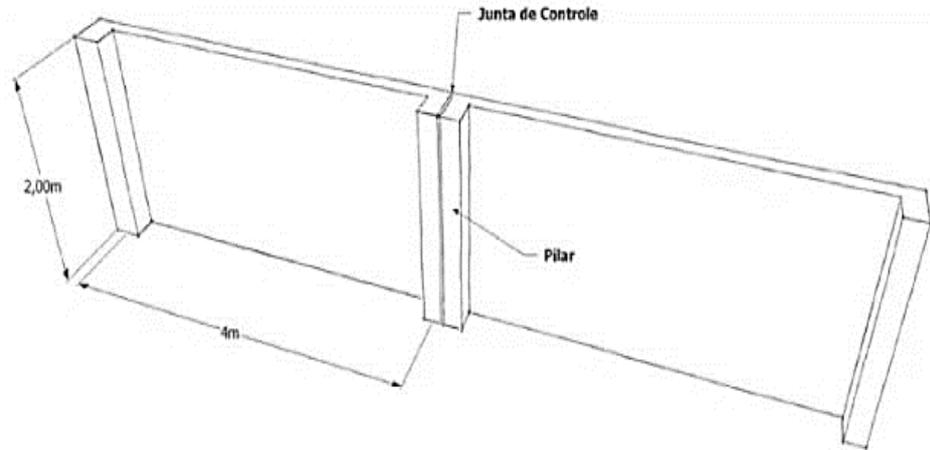
As juntas de controle são espaços definidos em projeto com o objetivo de permitir movimentos relativos de partes da estrutura sem prejudicar a sua integridade funcional. As juntas de controle devem ser projetadas para absorver as expansões e retrações da alvenaria, permitindo o deslizamento entre os diferentes planos, sem produzir tensões de cisalhamento entre eles. Essas juntas devem ser preenchidas com um material compressível resiliente (isopor, plásticos e borrachas) e vedadas por um material impermeabilizante para impedir a entrada de água no estado líquido e como vapor (MOHAMAD, 2020).

De acordo com a norma NBR 15812-1:2010, “para painéis de alvenaria contidos em um único plano e na ausência de uma avaliação precisa das condições específicas do painel, devem ser dispostas juntas verticais de controle com espaçamento máximo que não ultrapasse os limites da Tabela 10 da norma”. Ainda que, atualmente se tenha uma nova norma de Alvenaria Estrutural, a NBR 16868:2020, que une as antigas normas sobre o sistema construtivo com bloco estrutural cerâmico e com bloco estrutural de concreto que estavam em vigor desde 2010 e 2011, respectivamente, na época do projeto da edificação, esta era a norma vigente.

A Tabela 10 da referida norma informa que o espaçamento máximo entre juntas verticais de controle deve ser, para elementos com 14 cm de espessura, de 10 m, sendo a localização do elemento externa e; de 12 m para localização interna. Já para elementos com 11,5 cm de espessura, deve ser de 8 m, sendo a localização do elemento externa e, de 10 m para localização interna. Ainda, a nota 1 cita que a espessura mínima de uma junta de controle é determinada como 0,13% do espaçamento das juntas.

A Figura 2.6 mostra a representação de uma junta de controle em uma parede de alvenaria estrutural.

Figura 2.6 – Junta de controle.



Fonte: Mohamad (2020).

2.4.2 Junta de concretagem

A NBR 6118:2014 traz, no seu item 21.6, informações sobre a junta de concretagem, na qual cita que:

O projeto de execução de uma junta de concretagem deve indicar de forma precisa o local e a configuração de sua superfície. Sempre que não forem asseguradas a aderência e a rugosidade entre o concreto novo e o existente, devem ser previstas armaduras de costura, devidamente ancoradas em regiões capazes de resistir aos esforços de tração.

2.4.3 Junta de dilatação

De acordo com o item 3.1.10 da NBR 6118:2014, a junta de dilatação é “qualquer interrupção do concreto com a finalidade de reduzir tensões internas que possam resultar em impedimentos a qualquer tipo de movimentação da estrutura, principalmente em decorrência de retração ou abaixamento da temperatura”.

Essas juntas minimizam as deformações impostas uniformes nas peças, como aquelas decorrentes de retração, bem como temperatura e fluência do concreto.

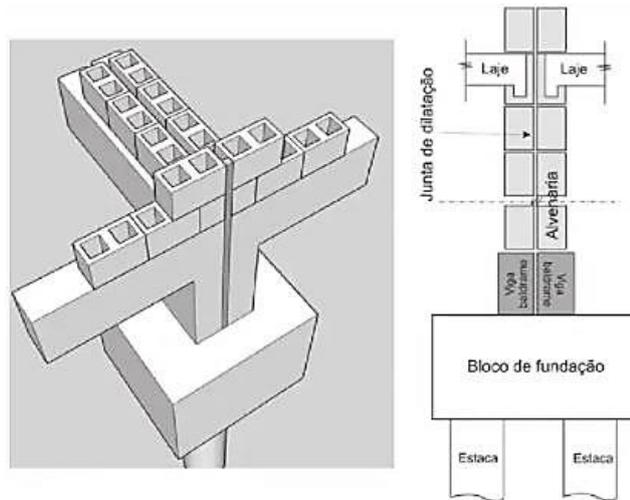
Ademais, a norma NBR 15812-1:2010 diz que:

Devem ser previstas juntas de dilatação no máximo a cada 24 m da edificação em planta. Esse limite pode ser alterado, desde que se faça uma avaliação mais precisa dos efeitos da variação de temperatura e expansão sobre a estrutura,

incluindo a eventual presença de armaduras adequadamente alojadas em juntas de assentamento horizontais.

Ainda, de acordo com Mohamad (2020), “ a junta de dilatação é um espaço deixado entre duas paredes estruturais, a fim de permitir que aconteçam todas as movimentações sem concentrar tensões entre os elementos estruturais”, ver Figura 2.7.

Figura 2.7 – Junta de dilatação.



Fonte: Mohamad (2020).

2.5 ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria estrutural existe há milhares de anos. No princípio, utilizava o conhecimento empírico, ou seja, baseado na experiência de seus construtores, que foi passado de geração em geração até, aproximadamente, o início do século XX. Basicamente, o que garantia a rigidez e a estabilidade estrutural era o formato da edificação. Essas obras magníficas, existentes até hoje em excelente estado de conservação, comprovam o potencial, a qualidade e a durabilidade desse sistema construtivo (MOHAMAD, 2020).

“Edifícios de alvenaria estrutural têm como característica possuir elementos que funcionam ao mesmo tempo como estrutura e vedação. Desta forma, as paredes do edifício devem atender aos requisitos arquitetônicos e estruturais simultaneamente” (PARSEKIAN, 2017).

De acordo com Caporrino (2018), “a alvenaria estrutural é projetada para resistir à atuação de cargas verticais provenientes de seu peso próprio e cargas dos demais elementos estruturais nela apoiados, como as lajes”.

Conforme cita Parsekian (2017), o projeto de um edifício de alvenaria estrutural difere dos projetos usuais com estrutura em concreto armado em função da compatibilização que

aquele exige. Deve-se desenvolver, em conjunto, os projetos de estrutura, elétrica e hidráulica, enquanto que, em um projeto com estrutura convencional de concreto armado, comumente o projeto arquitetônico é definido antes dos projetos já citados.

2.5.1 Carga admissível de compressão

De acordo com Parsekian (2017), “a resistência a compressão da alvenaria depende em grande escala do tipo de bloco, em menor escala da mão de obra e em menor escala ainda da argamassa”. A carga máxima de compressão que a parede resiste depende de diversos fatores, como: seção transversal (espessura e comprimento da parede), da esbeltez (relação altura/espessura), e de eventuais excentricidades de carregamento.

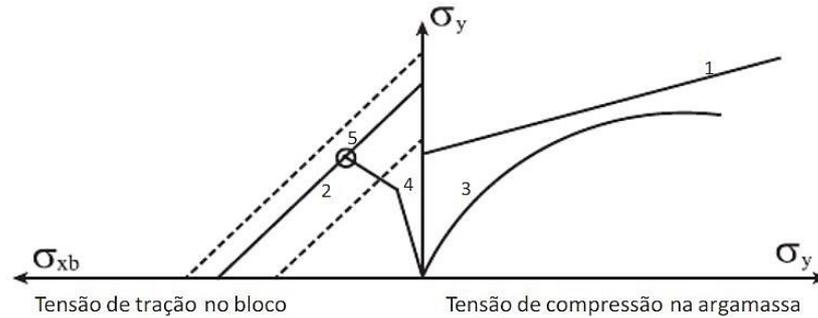
A NBR 15812-1:2010 estabelece que a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR 8949) ou ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma (f_{pk}). Ainda, cita que as resistências características de pequenas paredes ou prismas devem ser estipuladas de acordo com a ABNT NBR 15812-2.

2.5.2 Esmagamento das alvenarias submetidas à compressão

Conforme Mohamad (2020), a ruptura do bloco pode acontecer quando o mesmo atinge o limite de sua resistência à tração, ou ocorrerá na junta de argamassa, quando essa atingir sua resistência à compressão confinada. Dessa forma, “é importante compatibilizar o traço de argamassa em função do tipo (cerâmico ou concreto) e da resistência da unidade escolhida no projeto, de forma que o processo de ruptura aconteça por tração no bloco, podendo eventualmente ter esmagamentos localizados”.

A Figura 2.8 apresenta o comportamento geral dos prismas sujeitos à compressão uniforme.

Figura 2.8 – Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão.



Fonte: Mohamad (2020).

O ponto 1 é a envoltória de ruptura da argamassa sob compressão triaxial; o ponto 2 é a envoltória de ruptura dos blocos sob compressão e tração biaxial; o ponto 3 é a curva de carregamento da argamassa; o ponto 4 é a curva de carregamento do bloco; o ponto 5 é o ponto em que a ruptura ocorreu por tração no bloco, antes de atingir o esmagamento da junta de argamassa.

Conforme o exposto, Mohamad (2020) conclui que “o modo de ruptura da alvenaria se dá basicamente por esmagamento da argamassa, tração do bloco ou efeito combinado de tração e compressão”.

2.6 EFEITO ARCO

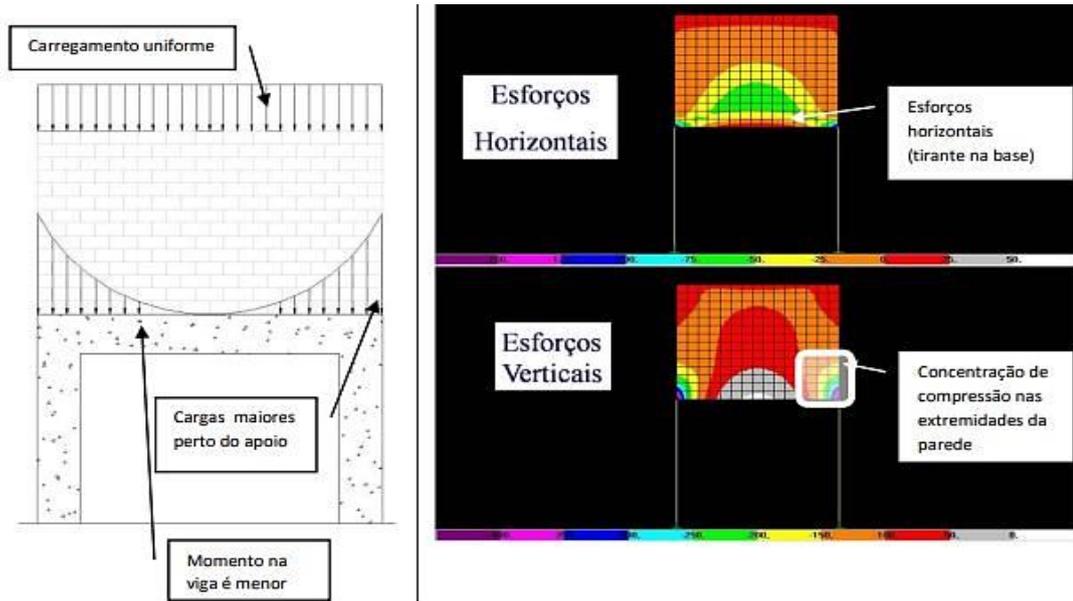
Segundo Parsekian:

A transmissão do carregamento vertical de uma parede sobre um pórtico formado por uma viga apoiada em pilares ocorre com encaminhamento dos esforços em direção aos apoios. Esse efeito, chamado de efeito arco, ocorre com o surgimento de esforços de tração (especialmente na base da parede, formando um tirante) e com concentração de esforços de compressão nas extremidades da parede. Desta forma, um carregamento suposto uniformemente distribuído sobre a parede, será distribuído sobre a viga de apoio não uniformemente, mas com valores maiores próximos aos apoios, diminuindo assim a flexão da viga (PARSEKIAN, 2017).

Ademais, conforme Parsekian (2017), este efeito se pronuncia mais quando a rigidez da viga é comparativamente menor que a rigidez da parede. No caso de parede sobre uma viga muito rígida não há efeito arco. De maneira oposta, caso a viga de base não tenha rigidez suficiente, só seria possível vencer o vão com alvenaria em forma de arco.

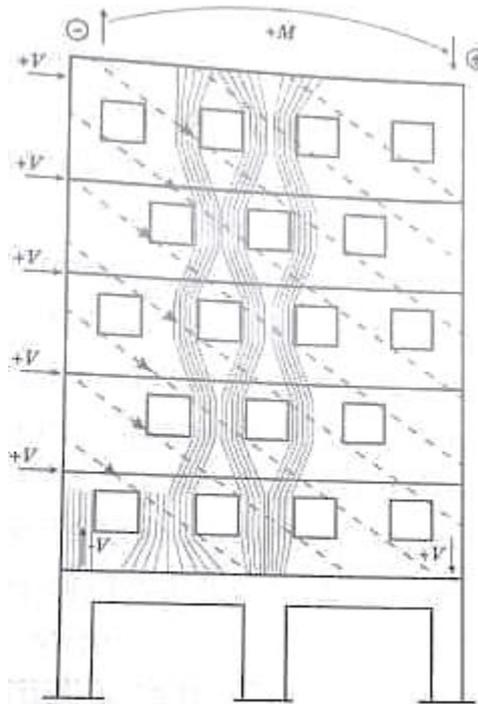
As Figuras 2.9 e 2.10 ilustram os esforços que surgem no efeito arco.

Figura 2.9 – Esforços no efeito arco.



Fonte: Parsekian (2017).

Figura 2.10 – Comportamento das tensões.



Fonte: Pereira (2015).

Dessa forma, fica claro na Figura 2.10, conforme Pereira (2015), que o caminho das tensões de gravidade em linhas sinuosas se desviando das aberturas e chegando embaixo, carregando um pouco o meio do vão das vigas, assim, as tensões das alvenarias fogem de apoios deformáveis procurando os rígidos.

2.7 ESCOLHA DO TIPO DE INTERVENÇÃO A ADOTAR

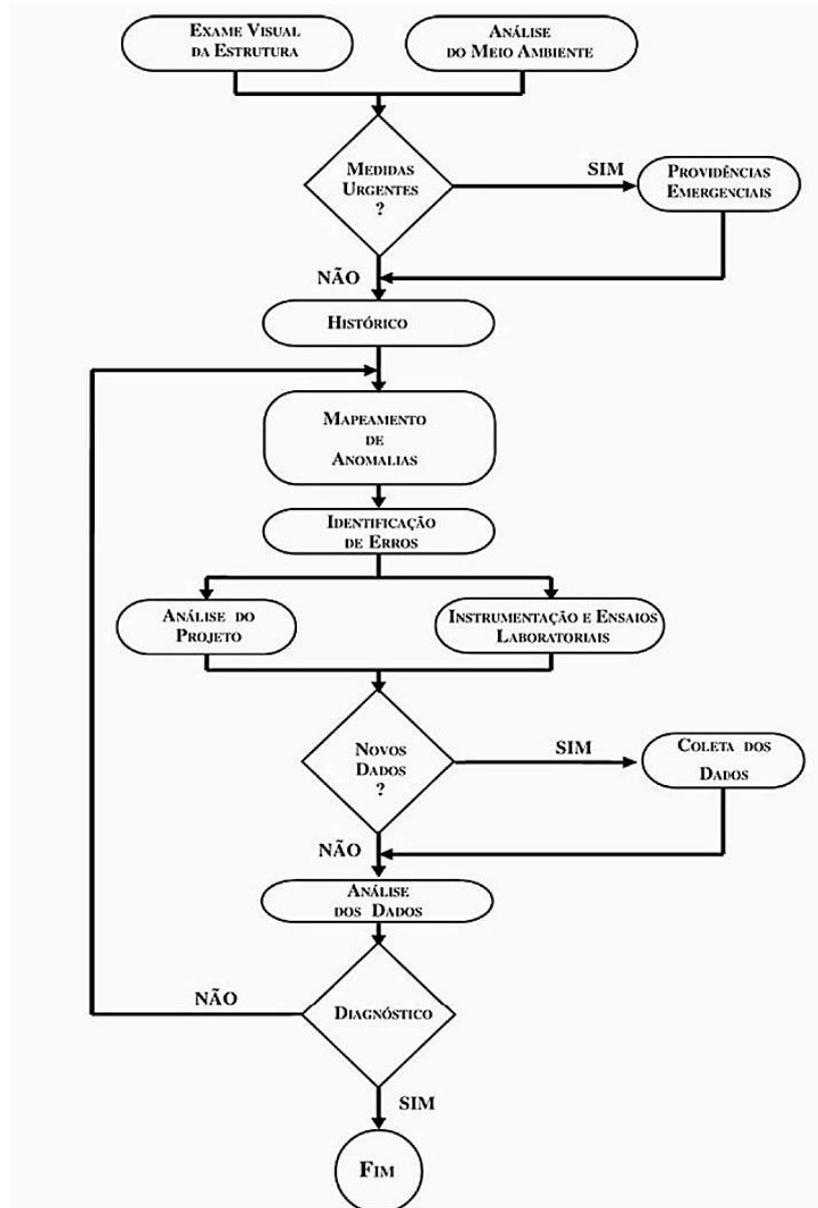
Com base no exposto por Souza e Ripper (1998), faz-se necessário atenção extrema e competência, visto que, uma análise malfeita acarretará na aplicação de um método de recuperação ou de reforço incorreto. Ainda, se as causas que levaram ao problema não forem eliminadas, o problema não será sanado, e ainda, poderá ressurgir ou se agravar.

Na sequência, vem a análise dos dados, nesta etapa deverá ser entendido o comportamento da estrutura, bem como, a origem do desenvolvimento dos sintomas patológicos.

Conforme tratado anteriormente, a técnica a ser adotada deverá passar por um rigoroso processo de inspeção, análise e diagnóstico, somente após essas etapas será escolhido o tipo de intervenção a utilizar.

A Figura 2.11 apresenta um modelo de fluxograma para diagnose.

Figura 2.11 – Fluxograma genérico para diagnose de uma estrutura.



Fonte: Souza e Ripper (1998).

2.8 NORMALIZAÇÃO

A seguir são descritos alguns limites normativos, no que tange a agressividade do ambiente, qualidade do concreto de cobrimento e, também, deslocamentos limites.

2.8.1 Agressividade do ambiente

De acordo com a norma brasileira NBR 6118:2003, “a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto,

independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica e da retração hidráulica”.

Assim, nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na imagem abaixo e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

A Tabela 2.1 apresenta a classificação das classes de agressividade ambiental da NBR 6118:2003.

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) 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 papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Adaptação de NBR 6118:2003.

Ainda que exista uma versão mais atual da NBR 6118, no caso a do ano de 2014, faz-se necessário tomar os valores de referência da versão em vigor na época da construção da edificação.

2.8.2 Qualidade do concreto de cobrimento

Conforme descrito na norma brasileira NBR 6118:2003, “a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”.

A Tabela 2.2 apresenta valores de referência que relacionam a classe de concreto e sua relação água/cimento em massa, e a classe de agressividade do ambiente.

Tabela 2.2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

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

NOTAS
1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Adaptação de NBR 6118:2003.

Ademais, “para atender aos requisitos estabelecidos em norma, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação”. A Tabela 2.3 correlaciona a classe de agressividade do ambiente e o cobrimento nominal para uma tolerância de execução de 10 milímetros.

Tabela 2.3 – Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		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, devido aos 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 7.4.7.5, 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: Adaptação de NBR 6118:2003.

2.8.3 Deslocamentos limites

São valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura, que visam proporcionar seu adequado funcionamento.

Entre os critérios trazidos pela NBR 6118:2003, em seu item 13.3, está o da aceitabilidade sensorial, que traz o seguinte: “o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável”.

Esse limite é atendido quando os deslocamentos verticais em vigas ou lajes, sendo este o seu valor total (flecha imediata + flecha diferida no tempo), são menores que o vão sobre 250 ($L/250$).

Por fim, tem-se a exigência de os deslocamentos serem menores do que o vão sobre 350 ($L/350$) para atender à verificação das vibrações sentidas no piso.

2.9 MÉTODO DE ANÁLISE DE CÁLCULO

Para a realização da análise de cálculo foi utilizado o programa SAP 2000, o qual é um software para análise estática e dinâmica, seja linear ou não linear, pelo método dos elementos finitos.

Na sequência, será descrito o método em que se baseia o *software* SAP 2000, que, no caso, é o Método dos Elementos Finitos. Ainda, será tratado sobre o funcionamento do programa, bem como, suas principais características.

2.9.1 Método dos Elementos Finitos

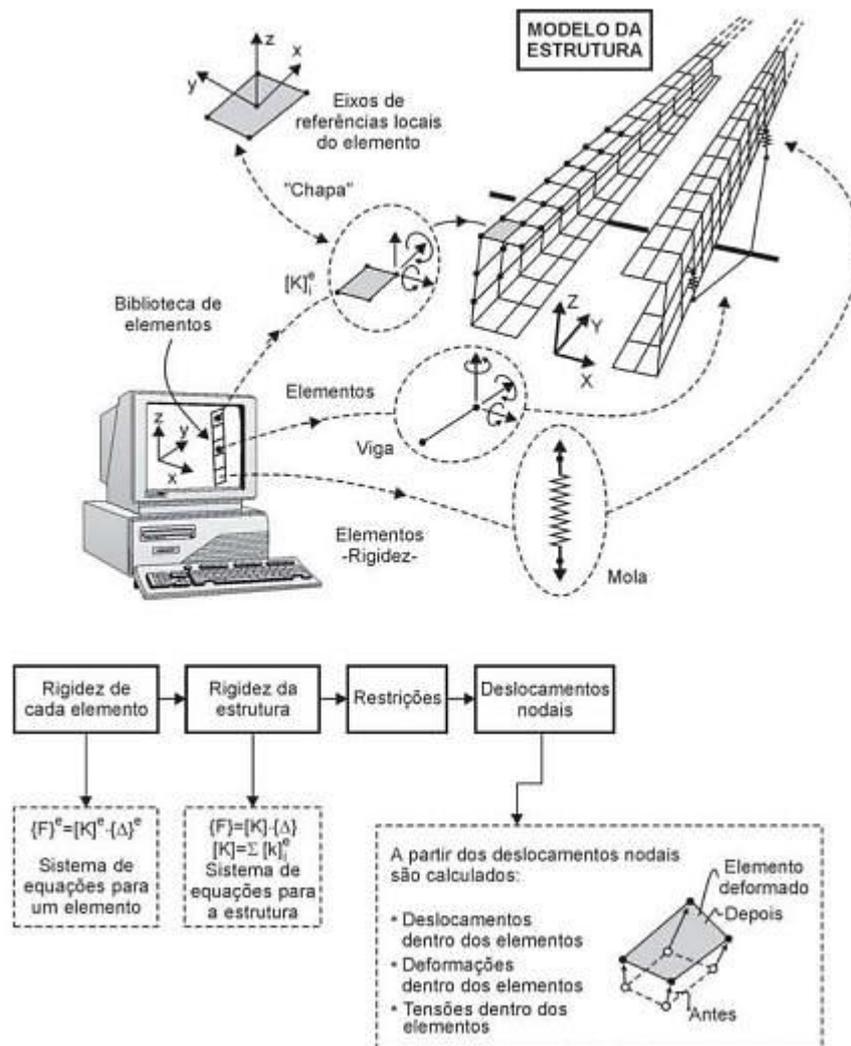
Conforme Alves Filho (2008), os Métodos Analíticos Clássicos permitiam obter soluções exatas para sistemas de geometria simples, com condições de carregamento e apoio muito bem comportados. Quando se introduziram as técnicas de Discretização de Sistemas Contínuos, um Sistema Estrutural foi tratado como um Sistema Discreto.

Dessa forma, eram calculados somente os deslocamentos de alguns pontos da estrutura, que eram os Nós do Modelo, os quais eram julgados serem suficientes para representar o deslocamento da estrutura inteira de forma aproximada.

Ademais, o autor cita que “entre os Nós do Modelo estavam os Elementos Finitos que descreviam trecho a trecho da estrutura como as cargas caminhavam nela e como esses elementos se deformavam ao transportar essas cargas”.

A Figura 2.12 apresenta uma síntese da análise pelo Método dos Elementos Finitos.

Figura 2.12 – Passos principais efetuados na Análise pelo Método dos Elementos Finitos.



Fonte: Alves Filho (2008).

Como ilustra a Figura 2.12, a partir da Matriz de Rigidez de cada Elemento, o software monta a Matriz de Rigidez da Estrutura, calculados os Deslocamentos Nodais, são calculados os deslocamentos, as deformações e as tensões dentro dos elementos.

2.9.2 Software SAP 2000

A sigla S.A.P. é a abreviação de *Structural Analysis Program*, sendo o programa criado pelo Professor Edward L. Wilson, da Universidade da Califórnia, Berkeley.

De acordo com Ramos (2017), o *software* SAP 2000 tem sido muito utilizado na análise de estruturas, ultimamente. É um *software* que faz uso do método dos elementos finitos para

análise computacional de estruturas, com qualquer geometria, material e sob quaisquer condições de carregamento.

O SAP 2000 possui interface com vários *softwares*, no caso específico dos “cad”, ele trabalha com a extensão “dxf”.

Além disso, o SAP 2000 possui uma interface com o Microsoft Excel, esta interface possibilita ao usuário gerar planilhas com os dados de saída das verificações de cálculo. O usuário possui várias opções de saída de resultados, por exemplo: reações de apoio, lista de material, esforços nas barras, memória de cálculo de dimensionamento, entre outros.

Como programa de cálculo estrutural esta é uma das principais funções do SAP 2000. O projetista pode deixar a cargo do programa, como base na norma escolhida pelo o usuário, escolher os perfis de forma automática a partir de uma lista de perfis previamente definidas pelo usuário. O SAP 2000 os escolhe com base em vários critérios, dentre eles: atendimento à norma escolhida, economicidade, redução de peso global, entre outros.

3 ESTUDO DO CASO

Neste capítulo é apresentado a edificação, objeto do estudo de caso, bem como, as patologias que a mesma apresenta. Ainda, é discorrido sobre o método de estudo da estrutura, trazendo a forma de representação dos elementos estruturais, bem como, a análise dos efeitos construtivos, também chamada de análise incremental. Esta consiste na consideração dos esforços a medida em que a estrutura vai sendo construída.

Tem-se por principal objetivo desta seção, esclarecer, de forma sintetizada, as considerações, simplificações e configurações implementadas no *software*, que levaram aos resultados finais.

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para este estudo de caso, a edificação em análise se localiza na cidade de Santa Maria, Rio Grande do Sul, sendo esta um edifício multifamiliar. O mesmo possui quatro pavimentos (térreo mais três tipos) e um pavimento subsolo. A Carta do Habite-se é de setembro de 2012.

O projeto tem a forma retangular com aproximadamente 40 metros de comprimento por 7 metros de largura. Sua finalidade é de cunho residencial multifamiliar. O pavimento tipo possui quatro apartamentos por andar, totalizando 16 apartamentos. O edifício não possui elevador, contando apenas com escadas. No Anexo A deste trabalho é apresentado as plantas baixas dos pavimentos térreo e subsolo.

A partir do projeto arquitetônico, identifica-se um desnível no subsolo, sendo que a parte das garagens anterior às escadas se encontra a um nível de - 2,6 m em relação ao térreo, estando a porção posterior às escadas num nível de - 3,55 m.

Essas informações do desnível não se encontram no projeto estrutural de concreto armado, indicando já divergências entre os projetos arquitetônico e estrutural.

No Anexo B deste trabalho, o Corte AA do projeto arquitetônico apresenta esse desnível.

Por fim, ressalta-se que o projeto estrutural de concreto armado avaliado não possui cortes ou elevações. Também, no projeto arquitetônico é indicado que a cobertura será em laje impermeabilizada, porém, foi executado um telhado composto por telhas onduladas de fibrocimento na cobertura. A Figura 3.1 mostra a vista frontal da edificação.

Figura 3.1 – Vista frontal da edificação.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

3.1.1 Levantamento de subsídios

O levantamento de subsídios consiste em acumular o maior número de informações necessárias que levarão ao melhor entendimento dos principais fenômenos que estão acontecendo no comportamento da estrutura. Esta etapa se deu, primeiramente, através de visita de inspeção, autorizada pelo síndico do prédio, realizando análise da sintomatologia do problema.

Conforme Sena *et al.* (2020), “a vistoria preliminar consiste no primeiro contato do profissional com o objeto a ser estudado”. Ainda, trazem a importância do material guia, pois é ele que vai servir de suporte ao profissional no ato da inspeção.

O acesso aos documentos e às pranchas se deu a partir do laudo realizado pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria. Pois foi solicitada, pelo síndico do edifício, a realização de uma avaliação das manifestações patológicas e verificação estrutural da estrutura.

3.1.2 Sistema estrutural

O sistema estrutural do edifício deste estudo é do tipo misto, no qual o concreto armado e a alvenaria estrutural são utilizados conjuntamente. Tem-se uma estrutura mista sempre que forem adotados materiais estruturais diferenciados.

O edifício em estudo possui quatro pavimentos em alvenaria estrutural (térreo e três tipos) e um pavimento de subsolo em concreto armado.

Ainda, foi identificado, durante visita técnica, a presença de um porão, o qual não estava previsto no projeto estrutural analisado. Sendo assim, os elementos estruturais deste cômodo aparentemente não foram averiguados pelo projetista.

As lajes são do tipo pré-fabricadas com tabelas cerâmicas. Estas trabalham unidirecionalmente, no sentido das vigotas.

3.1.3 Materiais construtivos

Como a estrutura em estudo é do tipo mista, os materiais construtivos a serem utilizados serão o concreto armado e alvenaria estrutural com blocos cerâmicos.

• Concreto armado

- Coeficiente de minoração da resistência do concreto: segundo o item 12.4.1 (NBR 6118:2003), tem-se $\gamma_c = 1,4$.

- Classe do concreto estrutural: segundo o item 8.2.1 (NBR 6118:2003) deve-se adotar classe C20 ou superior, não ultrapassando C50, para concretos com armadura passiva. No caso em estudo, foi utilizado C20, o que representa uma resistência característica à compressão do concreto armado (f_{ck}) igual a 20 MPa, como indicado no projeto estrutural.

- Classe de agressividade ambiental: segundo o item 6.4.2 (NBR 6118:2003), e também como descrito no parecer técnico realizado pelo LMCC/UFSM, a resistência de 20 MPa é aceita apenas para ambientes enquadrados como Classe de Agressividade Ambiental I – CAA (Tabela 7.1 da NBR 6118:2003. Na Tabela 6.1 da mesma norma descreve-se a CAA I como aplicável a ambientes com risco de deterioração da estrutura insignificante, como áreas rurais ou elementos submersos.

Regiões urbanas são enquadradas como CAA II, com risco de deterioração pequeno. Assim, para a classe II a resistência à compressão mínima do concreto seria de 25 MPa, maior

do que a especificada no projeto. O uso de uma classe de agressividade ambiental mais branda só poderia ocorrer em casos específicos, como citado a seguir:

Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) 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 (NBR 6118:2003).

Como cita o parecer técnico, a estrutura de concreto armado executada na garagem é em local aberto, sem proteção, o clima no Rio Grande do Sul não é seco. Assim, a estrutura em análise não se enquadra em nenhum dos casos de abrandamento e deveria ter sido utilizada a resistência mínima de 25 MPa para o concreto.

- Cobrimento das armaduras nas peças de concreto: o projeto estrutural apresenta a informação de um cobrimento de valor 1,5 cm, ao mesmo tempo em que a norma NBR 6118:2003 estabelece na Tabela 7.2 que o cobrimento para pilares e vigas na CAA I seja de 2,0 cm e para CAA II, de 2,5 cm. A Tabela 7.2 da NBR 6118:2003 se encontra no capítulo de revisão bibliográfica, na Tabela 2.3.

Ademais, no item 7.4.7.4 da NBR 6118:2003 há uma observação em relação à espessura da camada de cobrimento:

Quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado o valor $\Delta c = 5$ mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais prescritos na tabela 7.2 em 5 mm (NBR 6118:2003).

Conforme apresenta o parecer técnico realizado pelo LMCC/UFSM, poderia ser utilizado 1,5 cm como cobrimento mínimo caso houvesse indicação no projeto estrutural de que deveria ser empregado um rigoroso controle das espessuras de cobrimento das armaduras. Entretanto, não foi mencionado no projeto estrutural a necessidade desse controle executivo, assim, a estrutura deveria ter sido classificada como classe de agressividade ambiental II, sendo o cobrimento correto para pilares e vigas de 2,5 cm.

- Módulo de elasticidade: segundo o item 8.2.8 (NBR 6118:2003), tem-se que:

O módulo de elasticidade tangente inicial do concreto é estimado pela expressão seguinte, com f_{ck} e E_{ci} na unidade MPa.

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

Já o módulo de elasticidade secante, o qual é utilizado em análises estruturais para a determinação de esforços solicitantes e verificação dos estados limites de serviço, é definido pela seguinte equação:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (2)$$

Dessa forma, tem-se:

$$E_{ci} \approx 25000 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} \approx 21250 \text{ MPa}$$

- Coeficiente de Poisson: segundo o item 8.2.9 da NBR 6118:2003 este fator vale 0,2.

- Massa específica do concreto armado: segundo o item 8.2.2 da NBR 6118:2003 deve ser tomada como 25 kN/m³.

• Alvenaria estrutural

- Resistência de projeto da alvenaria: de acordo com a NBR 15812-1:2010, a resistência de projeto da alvenaria deve ser maior que as solicitações de cálculo, englobando tanto a majoração das ações quanto a minoração das resistências.

Dessa forma:

$$f_d \geq S_d \quad (3)$$

$$\frac{f_k}{\gamma_a} * R \geq S_k * \gamma_f = \frac{f_k}{2,0} * R \geq S_k * 1,4 \quad (4)$$

Conforme apresenta o parecer técnico elaborado pelo LMCC/UFSM, a resistência de cálculo da alvenaria é minorada pelo coeficiente de segurança γ_a e pelo coeficiente redutor R que leva em consideração a esbeltez λ da parede.

Ainda, as ações são majoradas pelo coeficiente de majoração γ_f . Como as paredes da edificação têm altura de piso a piso de 280 cm e espessura do bloco cerâmico de 14 cm, resultou em uma esbeltez de 20. Assim:

$$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3 = R = 1 - \left(\frac{20}{40}\right)^3 = 0,875 \quad (5)$$

Sendo assim, a resistência das paredes será calculada como:

$$\frac{f_k}{2,0} * 0,875 \geq S_k * 1,4 \quad (6)$$

Seguindo o apresentado no parecer técnico, o máximo carregamento resultante das paredes do pavimento térreo considerando as cargas permanentes e acidentais é de 67 kN/m, o que representa uma tensão de compressão característica atuante de 478,6 kN/m². Considerou-se que os elementos de alvenaria estavam apoiados em elementos indeformados, ou seja, as deformações do vigamento de transição não foram consideradas.

Finalmente, a resistência característica mínima das paredes será de:

$$f_k \geq \frac{478,6 \cdot 1,4}{0,44} = 1531,5 \frac{kN}{m^2} = 1,53 MPa \quad (7)$$

Essa resistência considera a parede pronta, depois de unidos os blocos e a argamassa, logo, é preciso utilizar elementos que permitam atingir a resistência demandada em projeto.

Não se encontra equação na norma brasileira NBR 15812-1:2010 que relacione a resistência dos elementos com a alvenaria resultante. Entretanto, a norma permite que sejam usados corpos de prova menores que uma parede em escala real para a determinação experimental da resistência do conjunto. Caso sejam usados prismas de dois blocos de altura, a norma determina que a resistência da parede executada com os mesmos elementos seria de 70% da resistência do prisma. Assim, os prismas executados com o mesmo bloco e argamassa dos utilizados na obra devem ter resistência mínima de:

$$f_{prk} \geq \frac{1,53}{0,7} = 2,2 MPa \quad (8)$$

Ainda, existe um fator de eficiência prisma/bloco que relaciona a resistência obtida com os prismas com a resistência dos blocos utilizados. De acordo com o parecer técnico, utilizou-se um fator igual a 0,45, o que decorreu em uma resistência mínima para os blocos de:

$$f_{bk} \geq \frac{2,2}{0,45} = 4,9 \approx 5 MPa \quad (9)$$

Analisando o catálogo de produtos de um fabricante de blocos local, no ano de 2021, a menor resistência característica de blocos cerâmicos de paredes vazadas com as mesmas dimensões das utilizadas no edifício é de 7 MPa. Sendo assim, a menor resistência comercialmente usada na região atende ao dimensionamento da alvenaria para as cargas determinadas.

- Módulo de deformação longitudinal: segundo o item 6.2.1 da norma brasileira NBR 15812-1:2010, é determinado através da Equação (10):

$$E = 600 * f_{pk} \quad (10)$$

Foi tomado como resistência do prisma, aproximadamente 55% da resistência do bloco fornecido pelo distribuidor local, assim:

$$E = 600 * 0,55 * 7 \text{ MPa} \approx 2,4 \text{ GPa} \quad (11)$$

- Coeficiente de Poisson: conforme o item 6.2.1 da norma brasileira NBR 15812-1:2010, é utilizado o valor 0,15.

- Massa específica da alvenaria estrutural: de acordo com a norma brasileira NBR 15812:2010 pode-se utilizar o valor de 12 kN/m³ como peso específico para a alvenaria de blocos cerâmicos vazados, devendo-se acrescentar o peso do graute, quando existente. Dessa forma, considerando-se ainda o revestimento das paredes em ambas as faces, tomou-se o valor de 20 kN/m³ como a massa específica do conjunto (alvenaria estrutural + graute + revestimentos + juntas).

3.1.4 Projetos avaliados

Foram avaliados seis projetos, sendo eles: planta de Situação; quadro de áreas e localização; planialtimétrico; planta baixa subsolo e planta baixa térreo; planta baixa tipo e telhado; Corte AA; Corte BB e Fachada.

Ainda, duas plantas referentes ao projeto de alvenaria estrutural, sendo: Planta baixa modulação goleiras pavimento térreo e pavimento tipo – AE_01 e AE_02.

Por fim, analisaram-se três projetos, sendo: Locação, cargas e vigas de fundação; 1ª Laje; 2ª Laje e Tipo; e Caderno de detalhamento das vigas da primeira laje.

3.1.5 Verificação estrutural

Para a realização desta etapa, utilizou-se as versões das normas vigentes na época do projeto. Seguem abaixo:

NBR 15812-1:2010 - Alvenaria estrutural — Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

• Carregamentos das lajes:

O peso próprio das lajes foi adicionado na definição do material no *software*.

- Cobertura:

Peso próprio da impermeabilização ou telhado de fibrocimento com estrutura de madeira = 0,5 kN/m²;

Carga de uso = 2 kN/m².

- Pavimentos tipo e térreo, apartamentos:

Peso próprio do contrapiso e revestimento = 1,2 kN/m²;

Carga de uso = 1,5 kN/m².

- Pavimentos tipo e térreo, corredor de circulação:

Peso próprio do contrapiso e revestimento = 1,2 kN/m²;

Carga de uso = 3,0 kN/m².

- Reservatório:

Impermeabilização = 0,5 kN/m²;

Água, 10.000 litros, área de 21,8 m² = 4,6 kN/m².

- Cobertura do reservatório:

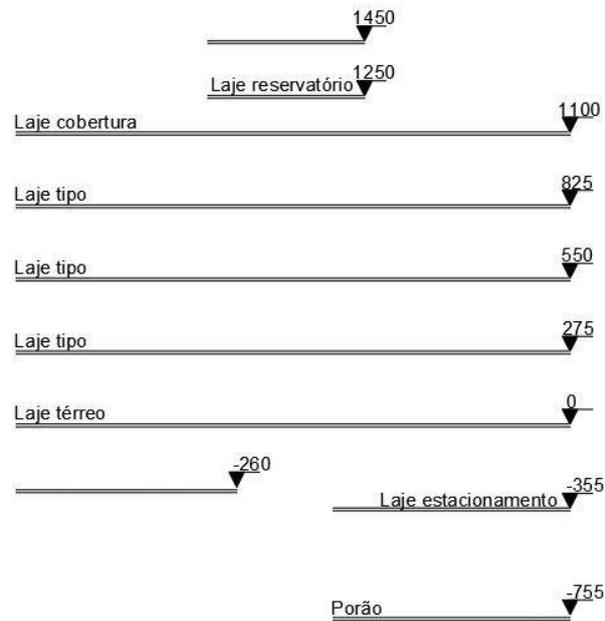
Impermeabilização = 0,5 kN/m².

• **Carregamentos das paredes:**

Os pesos próprios das paredes, bem como, seus revestimentos, foram adicionados na definição do material no *software*.

Na Figura 3.2, encontra-se um esquema vertical da nomenclatura e níveis dos diferentes pavimentos.

Figura 3.2 – Esquema vertical dos pavimentos.



Fonte: Autoria própria.

3.1.6 Ensaios realizados pelo LMCC

Uma etapa posterior à visita técnica e anamnese, é a realização de ensaios que possam avaliar a armadura, resistência à compressão do concreto, entre outros.

Foram realizados ensaios de Pacometria, com a finalidade de avaliar a disposição das armaduras. Além da extração de testemunhos de concreto dos pilares do edifício, para determinar a resistência à compressão do concreto, avaliada de maneira direta pela ruptura dos corpos de prova cilíndricos extraídos (testemunhos) dos pilares.

De acordo com o parecer técnico dos ensaios realizados pela equipe técnica do LMCC/UFSM.

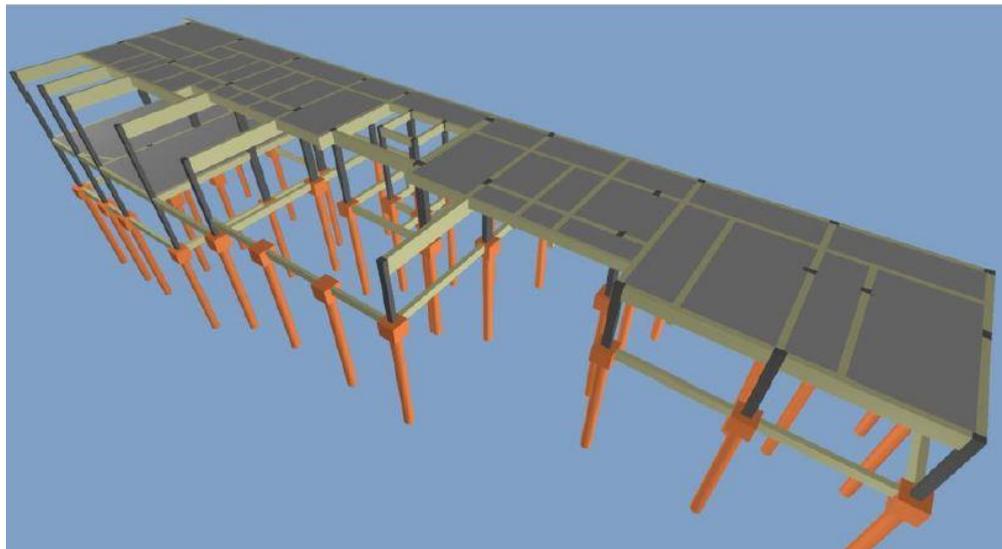
O relatório das rupturas à compressão indicou que as resistências à compressão dos pilares foram de 15,8, 24,5 e 18,9 MPa para os pilares P26, P36 e P80, respectivamente. A média dos resultados foi de 19,73 MPa, um pouco abaixo do valor indicado em projeto.

Já a avaliação das armaduras foi realizada em todos os pilares acessíveis da garagem. Apenas o pilar P16 foi não conforme em termos de disposição de armaduras. No projeto, esse pilar contaria com 5 barras de armadura em cada face, mas a avaliação por Pacometria indicou apenas 4 barras por face. Buscando melhorar a precisão da avaliação, foi realizada a retirada do reboco de revestimento, mas mesmo assim não se encontrou as cinco armaduras indicadas (LMCC/UFSM).

3.1.7 Modelo gerado pelo LMCC e Parecer

Foi gerado, pelo LMCC, um modelo no *software* Eberick cujos esforços obtidos na análise do modelo estrutural foram comparados com a capacidade resistente das peças, considerando as dimensões das peças, configuração das armaduras e resistência do concreto indicados no projeto estrutural. A Figura 3.3 mostra uma vista do modelo estrutural avaliado.

Figura 3.3 – Vista da modelagem estrutural no Eberick.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

Em síntese, o parecer elaborado pelo LMCC relata que a estrutura não atende às condições mínimas de segurança, conforme as normas de dimensionamento estrutural vigentes à época do projeto e construção.

Ainda, informa que após a avaliação da estrutura por ensaios, recomenda-se fortemente o reforço da estrutura em concreto armado, em especial as vigas com fissuras de cisalhamento e os pilares que não atenderam o dimensionamento a fim de reconstituir a segurança demanda. Além dos elementos em concreto, a região da alvenaria estrutural onde ocorreu o esmagamento também precisa ser recuperada.

3.2 INSPEÇÃO VISUAL - PRINCIPAIS PATOLOGIAS IDENTIFICADAS

Como já citado anteriormente, foi realizado visita técnica no local de estudo, no qual se identificou os problemas existentes. Dessa forma, na sequência, será discorrido sobre as

principais manifestações patológicas nos pavimentos executados em alvenaria estrutural e no pavimento de garagem, em concreto armado.

3.2.1 Fissuração

A fissuração se apresentou nos pavimentos em alvenaria estrutural na parede da caixa de escada, mais precisamente na continuidade da junta de dilatação do pavimento térreo.

Segundo o parecer técnico do LMCC/UFSM, a fissura indicada decorre da execução de um revestimento rígido sobre a junta de dilatação.

A Figura 3.4 ilustra a fissura no entorno da caixa de escada.

Figura 3.4 – Fissura na parede da caixa de escada.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

Além disso, há fissuração generalizada nas vigas do topo da garagem, principalmente, na ligação dessas com os pilares do pavimento. Grande parte dessas fissuras têm a mesma configuração, são inclinadas a 45°, apresentando-se nas duas faces laterais das vigas, e vão desde o topo até a base das vigas, junto aos pilares.

A Figura 3.5 apresenta essas fissuras na viga V21, na região próxima ao pilar P14.

Figura 3.5 – Fissuras na viga V21, junto ao pilar P14.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

3.2.2 Esmagamento da alvenaria

Esse tipo de patologia pode ter ocorrido por erro no projeto estrutural ou no executivo, bem como pela má qualidade dos materiais, dentre outros fatores.

Na Figura 3.6, fica evidente esse problema, localizado na parede entre o corredor e o apartamento 201.

Figura 3.6 – Alvenaria esmagada na parede entre o corredor e o apartamento 201.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

3.2.3 Ninhos de concretagem

A Figura 3.7 apresenta as irregularidades encontradas na superfície do pilar P16, conforme traz o parecer técnico do LMCC/UFSM.

Figura 3.7 – Superfície do concreto do pilar P16.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

3.2.4 Deformações/flechas excessivas

Como já discorrido no Capítulo dois, um dos critérios a serem atendidos durante o projeto estrutural de uma edificação em concreto armado é o estado limite de serviço de deformações excessivas.

Entretanto, foi observado este problema de flechas excessivas em algumas vigas do pavimento térreo, ver Figura 3.8. O critério de aceitabilidade sensorial deve ser verificado para que o efeito visual desagradável não seja provocado nos usuários.

Figura 3.8 – Vigas V4, V6 e V12 com deformações visíveis.



Fonte: Parecer técnico (LMCC/UFSM).

3.3 MODELAGEM ESTRUTURAL

Para a modelagem do edifício foi utilizado o software SAP 2000 V18, sendo realizada uma análise elástico-linear. Na modelagem foram utilizadas informações dos projetos estrutural e arquitetônico, bem como, os cortes presentes nas pranchas disponíveis.

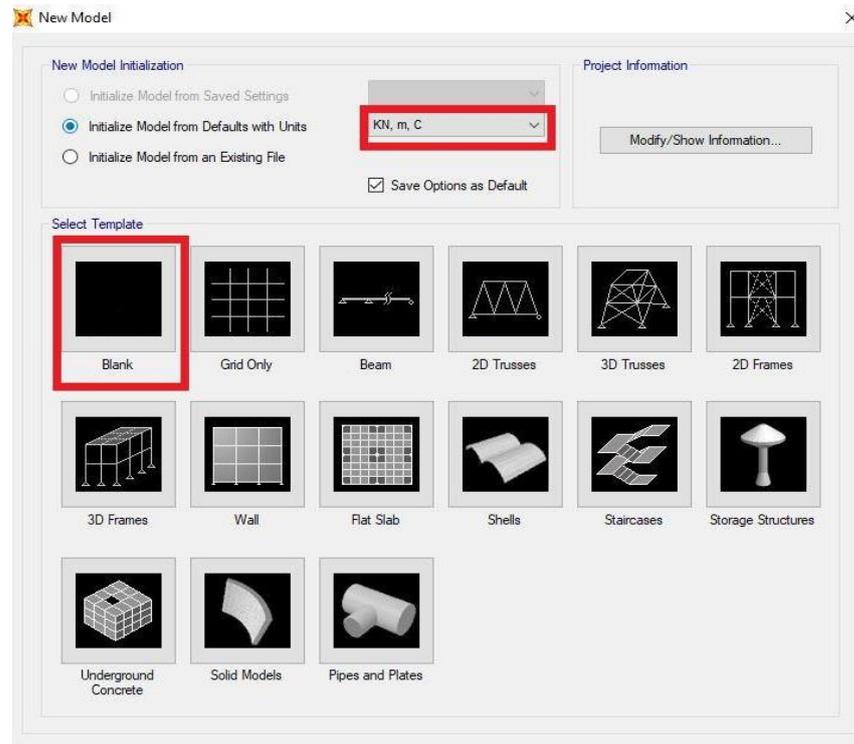
Inicialmente serão apresentadas as considerações gerais para a modelagem. Algumas simplificações foram feitas no modelo, no intuito de facilitar a modelagem da estrutura, sendo estas explicadas posteriormente neste trabalho.

3.3.1 Configurações iniciais

Primeiramente, após a abertura do *software*, configuram-se as unidades de medida e as linhas de referência (*grid*). Assim, através da ferramenta *New Model* (Novo Modelo), configuram-se as unidades padrão adotadas, as quais foram o Quilo-Newton (kN) para força, metro (m) para comprimento, e Celsius (C) para temperatura. Já o *grid* escolhido foi o *Blank*.

Segue na Figura 3.9 ilustração das configurações iniciais.

Figura 3.9 – Configurações iniciais do SAP2000.



Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.2 Materiais

Através do menu superior, opção *Define* (Definir), na sequência em *Materials* (Materiais), adicionou-se as propriedades do concreto (C20), utilizado nas vigas, pilares e laje. Além da criação do material (Alvenaria Estrutural), utilizado nas paredes. Inseriu-se os parâmetros de peso específico (γ), módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e coeficiente de *Poisson* (ν), especificados pelas normas brasileiras ABNT 15812-1 (2010) e ABNT 6118 (2003).

As Figuras 3.10 e 3.11 indicam os parâmetros utilizados no *software*, para ambos os materiais empregados no edifício.

Figura 3.10 – Parâmetros empregados para a alvenaria estrutural.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Alvenaria Estrutural

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 20

Mass per Unit Volume: 2,0394

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2400000

Poisson, U: 0,15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1043478,3

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 27579,032

Expected Concrete Compressive Strength: 27579,032

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fonte: SAP 2000 v.18.

Figura 3.11 – Parâmetros empregados para o concreto armado.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C20

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 25000000

Poisson, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 10416667,

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 27579,032

Expected Concrete Compressive Strength: 27579,032

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

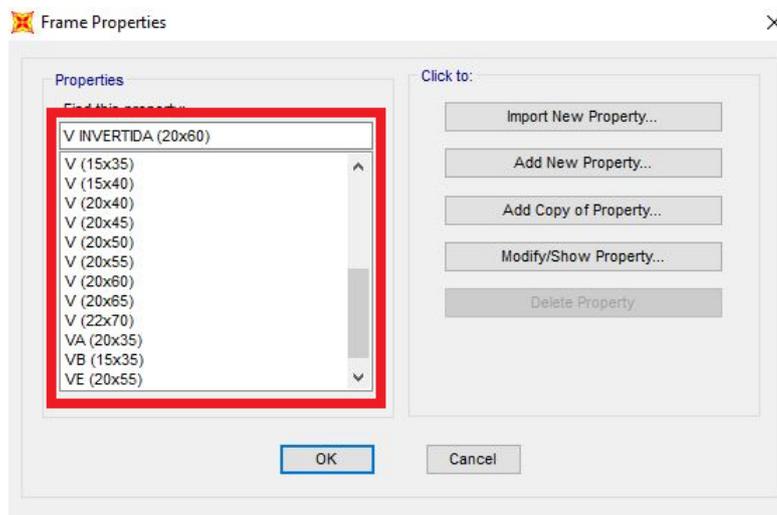
OK Cancel

Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.3 Definição dos pilares e vigas

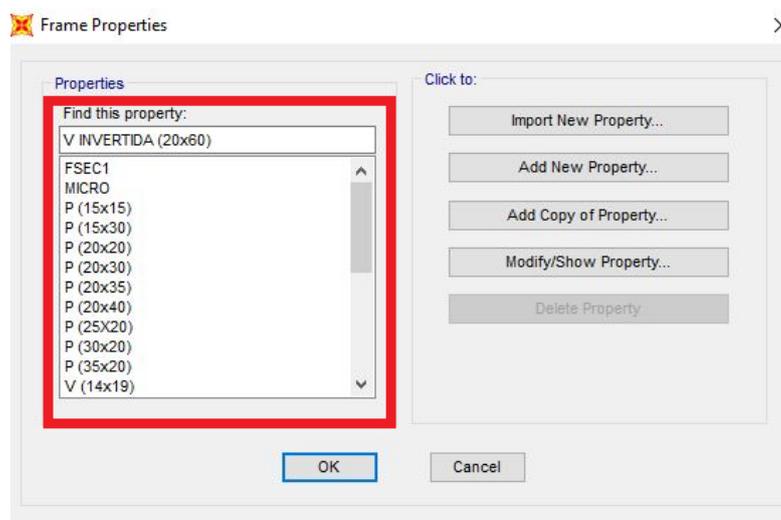
A partir de arquivo com extensão *.dwg* (*DraWinG format*), foram identificadas as seções dos pilares e vigas, então novamente em *Define* (Define), na opção *Section Properties* (Propriedades da Seção), depois na opção *Frame Sections* (Seções da Barra), foram adicionadas as seções apresentadas nas Figuras 3.12 e 3.13, clicando em *Add New Section* (Adicionar Nova Seção).

Figura 3.12 – Seções de vigas.



Fonte: SAP 2000 v.18.

Figura 3.13 – Seções de vigas e pilares.



Fonte: SAP 2000 v.18.

Ainda, foram definidas as seções da parede e da laje, na opção *Sections Properties*, porém no campo *Area Sections* (Seção da Área), modelando-se clicando em *Add New Section* (Adicionar Nova Seção) de acordo com as Figuras 3.14 a 3.16. Ademais, ressalta-se que, os elementos de laje e parede foram modelados com elementos de casca de dimensões 25 cm x 25 cm.

Figura 3.14 – Seção e características das paredes.

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box. The 'Section Name' field contains 'Paredes'. The 'Type' section has 'Shell - Thin' selected. The 'Thickness' section has 'Membrane' and 'Bending' both set to 0,2. The 'Material' section has 'Alvenaria Estrutural' selected. The 'Display Color' is a purple square. There are buttons for 'Modify/Show...', 'Modify/Show Layer Definition...', 'Modify/Show Shell Design Parameters...', 'Set Time Dependent Properties...', 'Set Modifiers...', and 'Thermal Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fonte: SAP 2000 v.18.

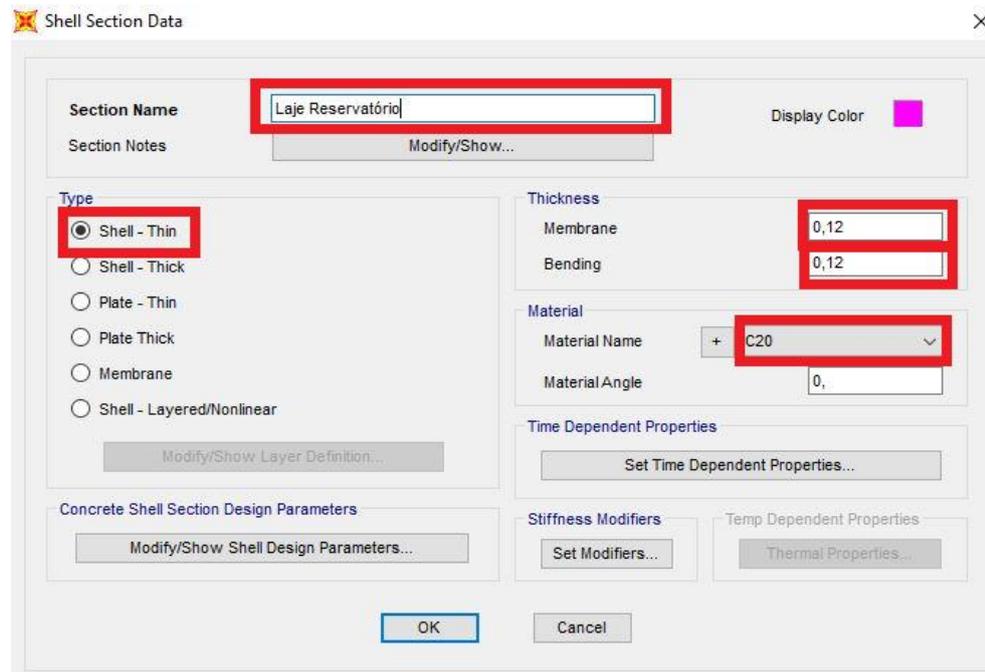
Foram escolhidas as lajes e paredes do tipo *Shell – Thin* (Casca – Fina).

Figura 3.15 – Seção e características das lajes.

This screenshot is identical to Figure 3.14, showing the 'Shell Section Data' dialog box with the same settings: 'Section Name' is 'Paredes', 'Type' is 'Shell - Thin', 'Thickness' for 'Membrane' and 'Bending' is 0,2, and 'Material' is 'Alvenaria Estrutural'.

Fonte: SAP 2000 v.18.

Figura 3.16 – Seção e características da laje do reservatório.



Fonte: SAP 2000 v.18.

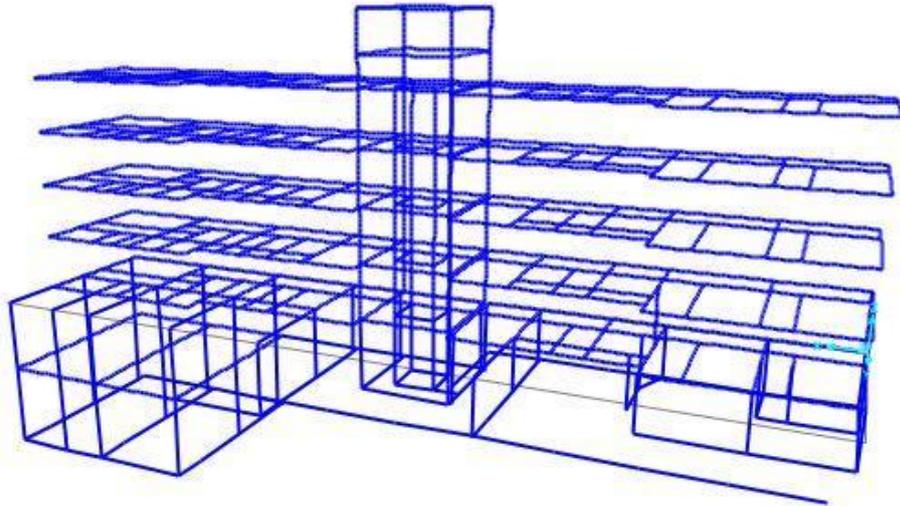
3.3.4 Criação dos pontos e associação das seções

A partir da planta de formas, identificaram-se as cotas de cada pilar (x, y e z), locando os pontos no *software* através da ferramenta *Draw Special Joint* (Desenhar Ponto Especial), editando cada cota por ponto.

Na sequência, foram adicionados os elementos de *Frames* (Barras), ligando ponto a ponto no mesmo nível, representando as vigas; já, entre níveis, representam pilares. Ressaltando que esses elementos já podem ser inseridos com sua respectiva seção, previamente já definida.

A Figura 3.17 apresenta os elementos de barras, característicos de elementos lineares, tais como vigas e pilares, configurando assim a parte da estrutura em concreto armado.

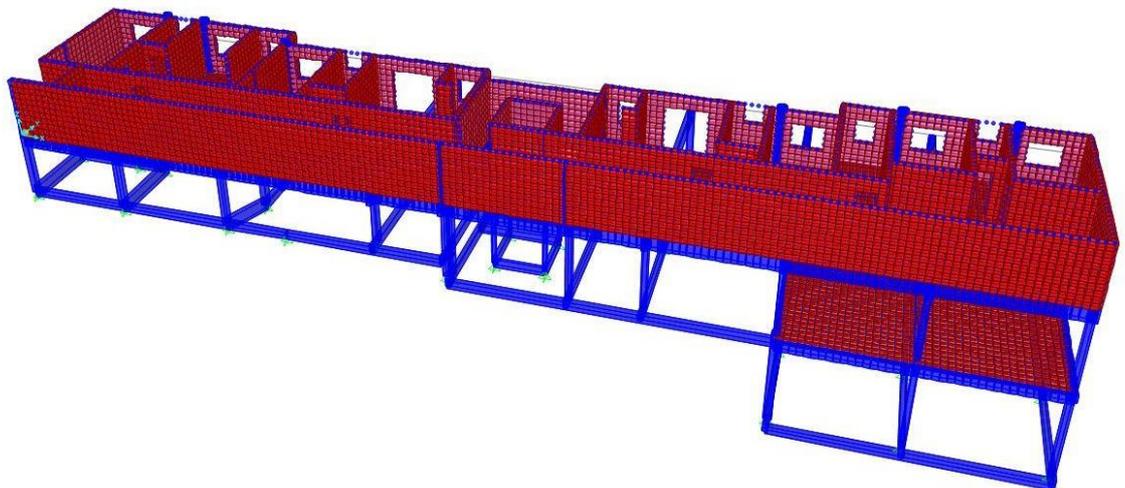
Figura 3.17 – Inserção da estrutura em concreto armado.



Fonte: SAP 2000 v.18.

Em seguida foram criados os elementos *Shell*, que representam as paredes em alvenaria estrutural, além das lajes. A Figura 3.18 ilustra a estrutura na forma *Extrude* (Extrudar), modelados os níveis do porão, subsolo e pavimento térreo.

Figura 3.18 – Estrutura mista – elementos em concreto armado e alvenaria estrutural.

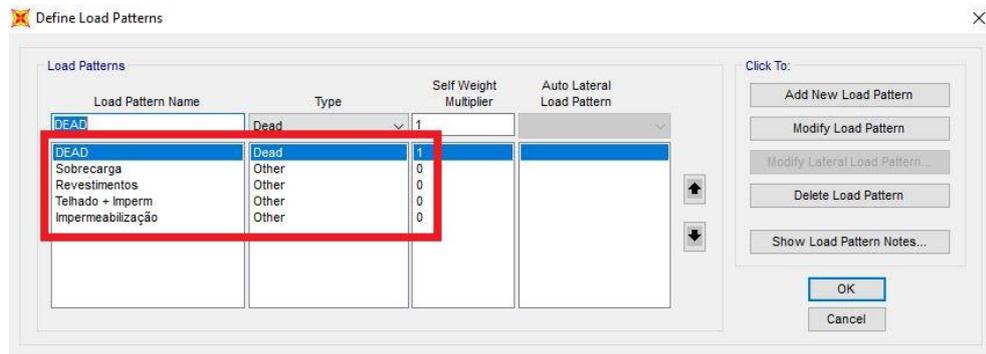


Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.5 Cargas de Projeto

Para a definição dos carregamentos atuantes, acessa-se a aba *Define*, na sequência em *Load Patterns* (Padrões de Carga), como mostra a Figura 3.19.

Figura 3.19 – Definição dos carregamentos atuantes.

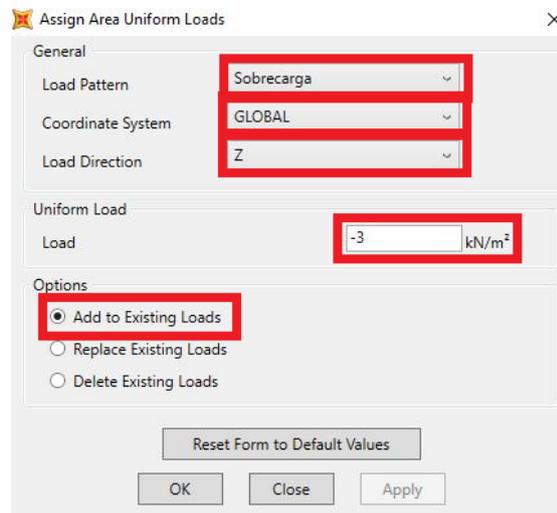


Fonte: SAP 2000 v.18.

Dando prosseguimento, os carregamentos são atribuídos nas lajes, com o uso da ferramenta *Assign* (Atribuir), selecionando *Area Loads* (Cargas de Área) e *Uniform Shell* (Casca Uniforme). Foram atribuídos para cada pavimento diferente de laje de acordo com o uso da laje (sobrecarga), de acordo com a NBR 6120:1980. A Figura 3.20 exemplifica um dos carregamentos atribuídos.

Ademais, ressalta-se que, na etapa de criação das cargas, foi considerada a carga permanente (peso próprio da estrutura), calculada de forma automática pelo programa.

Figura 3.20 – Exemplo de carregamento atuante em uma das lajes.



Fonte: SAP 2000 v.18.

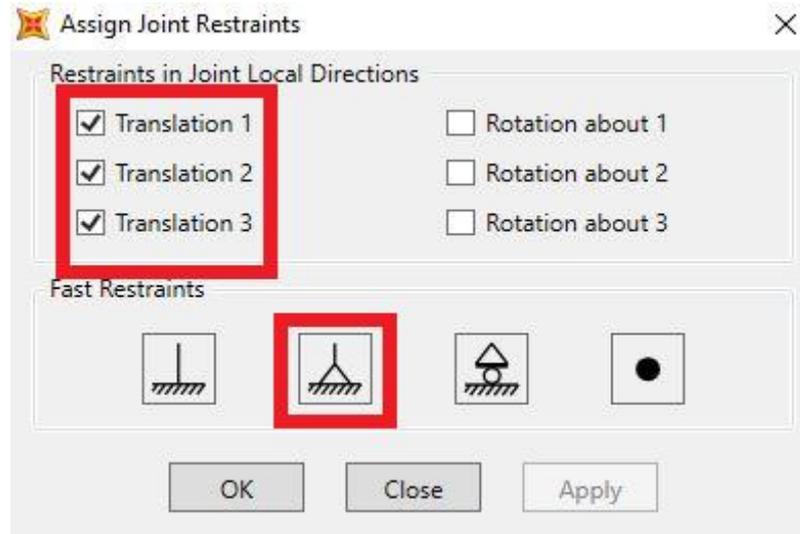
3.3.6 Restrições à translação

As restrições à translação foram realizadas através da ferramenta *Restraints* (Restrições), localizada na opção *Joint* (Ponto) dentro do menu *Assign*. Foram atribuídos apoio

do 2º gênero, impedindo as translações, permitindo a rotação. Como há um detalhe no projeto estrutural que indica que os pilares nascem diretamente das estacas de fundação, as rotações foram permitidas.

A Figura 3.21 apresenta a janela do programa SAP2000 para definição das vinculações para os apoios, que foram adotadas para as fundações.

Figura 3.21 – Atribuição das restrições à translação.



Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.7 Combinações de Ações

Nesta etapa foram criadas as combinações de ações, através da ferramenta *Load Combinations* (Combinações de Carga), bem como, foram introduzidos os coeficientes de ponderação das ações, conforme normativa brasileira NBR 6118:2003.

Para análise do Estado Limite Último, a normativa citada acima, apresenta a combinação de ações normais como:

Combinação de 1,4 vezes o peso próprio – em que foi considerado no *software* como sendo DEAD –, somado à 1,4 vezes o peso do revestimento – nomeadas as cargas de: Revestimentos, Impermeabilização e Telhado + Imperm. –, somado à 1,4 vezes a sobrecarga. Conforme mostra a Equação 12.

$$F_d = 1,4 \cdot F_g + 1,4 \cdot F_{rev} + 1,4 \cdot F_{q,sob} \quad (12)$$

A Figura 3.22 apresenta a tela do programa SAP2000 para a configuração das combinações das ações do ELU.

Importante esclarecer que se considerou nas análises apenas as ações verticais, não sendo, portanto considerada a influência da ação do vento na edificação.

Para a verificação do Estado Limite de Serviço, a NBR 6118:2003 apresenta para a análise das flechas a utilização da combinação quase-permanente. Esta combinação é definida como:

Combinação com fator multiplicativo igual a 1,0 para as cargas de peso próprio, sobrecarga, telhado, impermeabilização e revestimentos, somado à sobrecarga com um fator multiplicador de 0,3.

$$F_d = 1,0 \cdot F_g + 1,0 \cdot F_{rev} + 0,3 \cdot F_{q,sob} \quad (13)$$

O programa SAP2000 fornece a flecha elástica (imediate). Desta maneira, para levar em consideração as flechas diferidas no tempo, multiplicou-se a combinação quase-permanente por um coeficiente igual a 2,5.

Figura 3.22 – Exemplo de combinação realizada no *software* SAP 2000.

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box in SAP 2000. The 'Load Combination Name' is 'ELU'. The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,4
DEAD	Linear Static	1,4
Sobrecarga	Linear Static	1,4
Revestimentos	Linear Static	1,4
Impermeabilização	Linear Static	1,4
Telhado + Imperm	Linear Static	1,4

Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.8 Consideração dos efeitos construtivos

Neste modelo de análise dos efeitos construtivos, também chamado de análise incremental, a verificação é realizada em etapas. Assim, quando uma nova etapa da obra é iniciada, a estrutura executada já sofreu algumas deformações em virtude dos carregamentos atuantes nas etapas anteriores.

Em uma análise convencional, os carregamentos são aplicados simultaneamente. Enquanto que, na análise incremental, os carregamentos verticais são aplicados conforme o cronograma de construção. Já as ações de sobrecarga de utilização são aplicadas na última etapa.

Dessa forma, a estrutura em estudo foi dividida em seis estágios, nos quais a estrutura é inserida, um pavimento por vez. Isso foi possível, dividindo-se a estrutura em grupos, seguindo *Assign*, depois *Assign to Group*, e, por fim, *Define Group*.

Na aba *Define*, selecionando *Load Cases*, clicando em *Add New Load Case*, foi criado o caso “Estágios_construção”. Assim, foi configurado uma análise não-linear construtiva, adicionando cada estágio, já pré-definido por grupo. Ainda, para cada estágio foi adicionado sua estrutura, atribuindo seu grupo, e posteriormente, adicionados os objetos considerando seu peso próprio. Por fim, os resultados foram salvos considerando o fim de cada etapa.

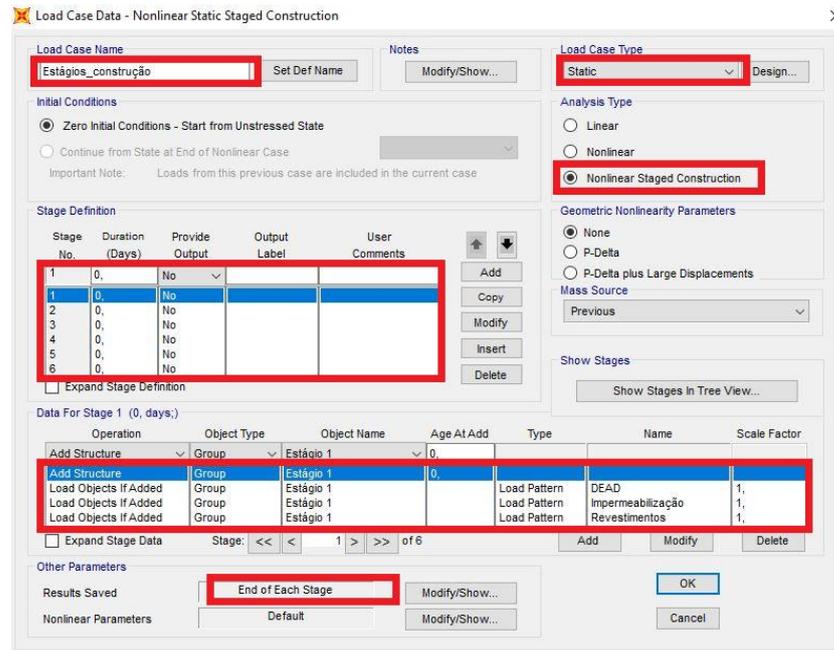
Assim, foram realizadas verificações, nas mesmas vigas anteriormente analisadas, em relação as possíveis diferenças encontradas entre os dois modelos.

Inicialmente foram definidos no programa SAP2000 grupos no *software*, conforme já fora comentado, e adicionado seus revestimentos e pesos próprios, posteriormente foi adicionado a sobrecarga, como ação última. Assim, foi definido no SAP 2000 uma combinação que majora em 40% esses carregamentos.

Novamente, reuniram-se as informações referentes à combinação ELU análise construtiva, em quadros, de forma que fosse possível comparar os resultados anteriormente encontrados, ou seja, sem a consideração dos efeitos construtivos.

Na Figura 3.23 é apresentada a janela do programa SAP2000 onde é configurado o modelo da construção de estágio estático não linear.

Figura 3.23 – Caso de análise não-linear da construção.

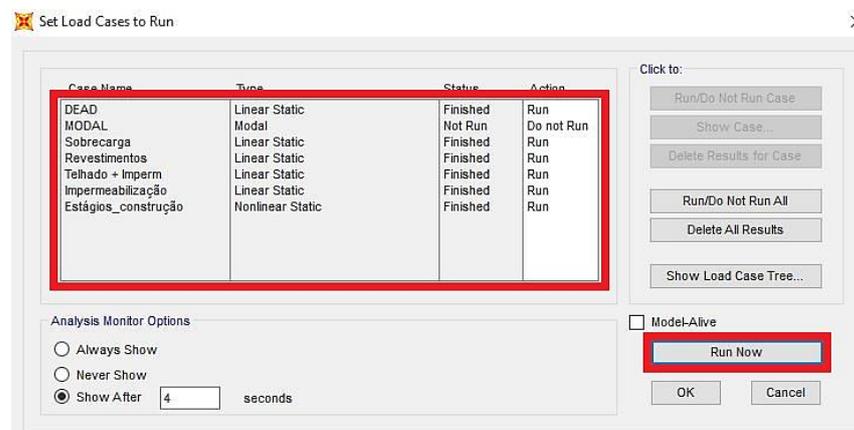


Fonte: SAP 2000 v.18.

3.3.9 Análise estrutural

Depois de executadas todas as configurações citadas neste capítulo, parte-se para a análise da estrutura. A partir da ferramenta *Set Analysis Options* (Definir Opções de Análise) dentro da aba *Analyze* (Análise), com a opção *Run Analysis* (Executar Análises) foram definidos quais casos de carga serão considerados durante o procedimento de cálculo. Finalmente, clicando em *Run Now* (Executar Agora) a estrutura é analisada, conforme ilustra a Figura 3.24.

Figura 3.24 – Casos de carga para análise da estrutura.

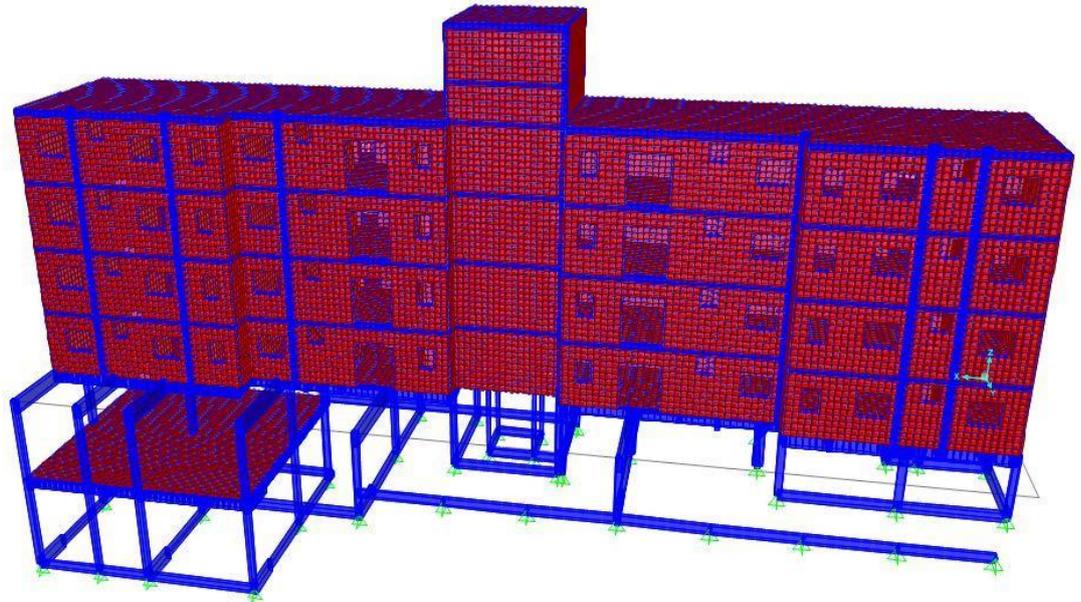


Fonte: SAP 2000 v.18.

A Figura 3.25 apresenta um layout tridimensional da estrutura modelada no programa SAP2000 a fim de ilustrar a configuração final analisada.

Ressalta-se que, de acordo com o resumo de dados da análise final, criado pelo SAP 2000, foram gerados um total de 83.046 elementos de casca.

Figura 3.25 – Visão 3D do modelo em análise.



Fonte: SAP 2000 v.18.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo versa sobre a análise dos resultados obtidos com a modelagem da edificação no programa SAP200, verificando o dimensionamento com relação aos ELU e ELS. São analisados os esforços nas vigas, bem como seus deslocamentos verticais (flechas). Será analisado também as tensões e deformações na região onde foi observado na vistoria o esmagamento da alvenaria no primeiro pavimento.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ressalta-se, primeiramente, que serão avaliados todos os esforços nas vigas visando aferir deslocamentos, esforços de flexão e de cortante em vigas. Desse modo, a partir das análises realizadas e dos esforços que surgiram nos elementos, identificou-se a presença do efeito arco.

Como já relatado no capítulo de revisão teórica, o pórtico, formado por uma viga apoiada em pilares, encaminha os esforços, transmitidos por uma parede sobre o mesmo, em direção aos apoios, esse efeito se notará a partir do comparativo dos esforços do projeto original e os encontrados no SAP 2000.

4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

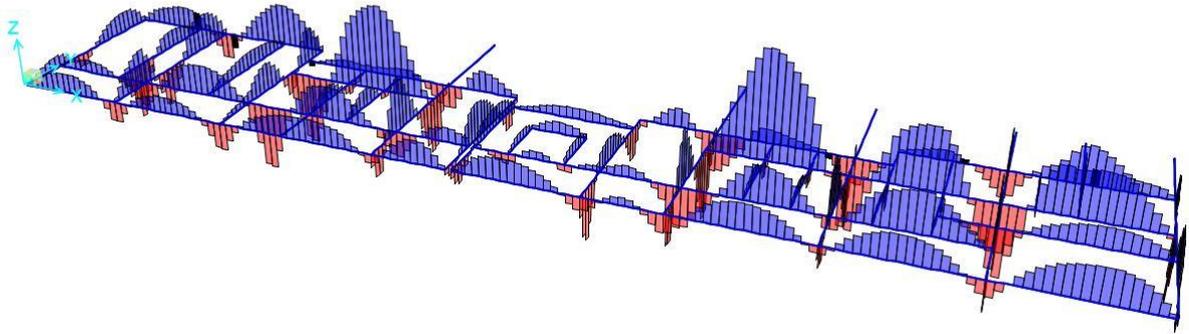
A partir dos resultados dos esforços, obtidos no *software* SAP 2000 V.18, para as vigas de concreto armado, verificou-se os Estados Limites Último, utilizando a combinação normal de ações. Considerou-se, para fins de análise, os esforços de cálculo conforme as Equações 12 e 13, de acordo com a NBR 6118:2003.

4.2.1 Esforços axiais no vigamento do térreo

De acordo com as análises através do SAP2000, ocorreu o surgimento de grandes esforços axiais nas vigas, com a conseqüente redução dos seus momentos fletores, como ilustrado na Figura 2.9 do capítulo de Revisão Bibliográfica.

É possível verificar na Figura 4.1 a presença dos esforços axiais consideráveis nas vigas do modelo numérico. Foram observados valores de esforço normal de até 100 kN em algumas vigas.

Figura 4.1 – Diagrama de esforços axiais nas vigas decorrentes da combinação normal de ações.



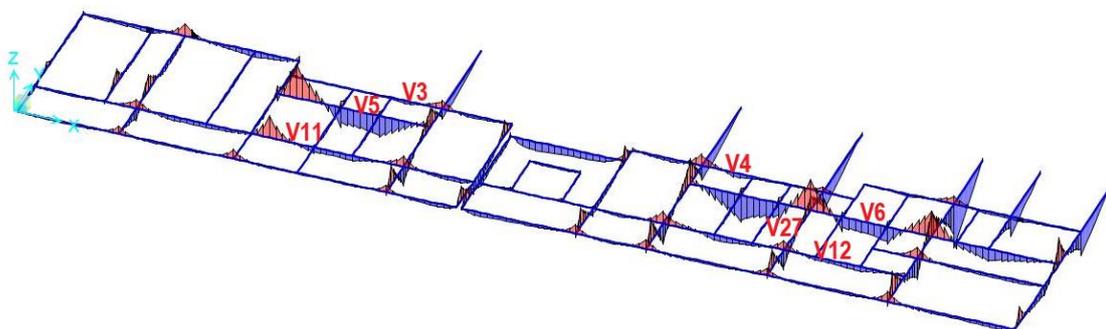
Fonte: SAP 2000 v.18.

Isso se deve à ocorrência do efeito arco, no qual se formam esforços de tração, especialmente na base da parede, sendo que as vigas atuam como tirantes, o que corrobora com o que foi dito por Pereira (2015), comentado no capítulo de Revisão Bibliográfica.

4.2.2 Dimensionamento ao momento fletor nas vigas que apresentam fissuras

Na sequência, serão analisados os momentos fletores nas vigas que apresentaram fissuras. A Figura 4.2 ilustra uma visão geral dessa verificação.

Figura 4.2 – Momentos fletores ELU.



Fonte: SAP 2000 v.18.

Ademais, foram compilados no Quadro 4.1 os valores de momentos fletores da análise realizada pelo SAP2000 e comparados aos valores utilizados no dimensionamento, disponíveis no projeto estrutural. Ainda, a última coluna da direita se refere à diferença do valor do SAP2000 pelo valor do projeto estrutural e dividida pelo valor de momento do projeto

estrutural. Sendo que, quando esse cálculo resulta em um valor positivo, significa que foi verificado pela análise no SAP2000 um valor superior ao de dimensionamento.

Quadro 4.1 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN.m)	Análise SAP2000 (kN.m)	Diferença (%)
V3	1°	37	6	-83,78
	2°	40	5	-87,50
	3°	24	4	-83,33
	4°	40	5	-87,50
	5°	24	22	-8,33
	6°	53	57	7,55
	7°	53	20	-62,26
V4	1°	37	21	-43,24
	2°	37	64	72,97
	3°	24	31	29,17
	4°	24	5	-79,17
	5°	24	16	-33,33
	6°	24	5	-79,17
	7°	24	10	-58,33
	8°	24	34	41,67
	9°	24	7	-70,83
V5	1°	289	219	-24,22
	2°	324	140	-56,79
V6	1°	196	176	-10,20
	2°	346	197	-43,06
	3°	196	114	-41,84
V8	1°	262	81	-69,08
	2°	203	104	-48,77
	3°	113	37	-67,26
V11	1°	48	11	-77,08
	2°	109	60	-44,95
	3°	171	27	-84,21
	4°	256	141	-44,92
	5°	171	38	-77,78
	6°	204	72	-64,71
	7°	86	24	-72,09
V12	1°	21	7	-66,67
	2°	21	15	-28,57
	3°	78	16	-79,49
	4°	121	84	-30,58
	5°	122	41	-66,39
	6°	206	62	-69,90
	7°	156	34	-78,21
V19	1°	236	9	-96,19
	2°	86	28	-67,44
	3°	204	41	-79,90

Quadro 4.1 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN.m)	Análise SAP2000 (kN.m)	Diferença (%)
V21 Entre P32 e P1	1°	122	124	1,64
	2°	229	124	-45,85
	3°	229	126	-44,98
	4°	192	65	-66,15
V21 Entre P36 e P2	1°	122	152	24,59
	2°	229	137	-40,17
	3°	229	161	-29,69
	4°	192	97	-49,48
V25	1°	101	127	25,74
	2°	123	52	-57,72
	3°	101	99	-1,98
V27	1°	123	124	0,81
	2°	226	128	-43,36
	3°	226	99	-56,19
	4°	192	126	-34,38
V30	1°	103	149	44,66
	2°	254	140	-44,88
	3°	324	157	-51,54
	4°	254	288	13,39

Fonte: Autoria própria.

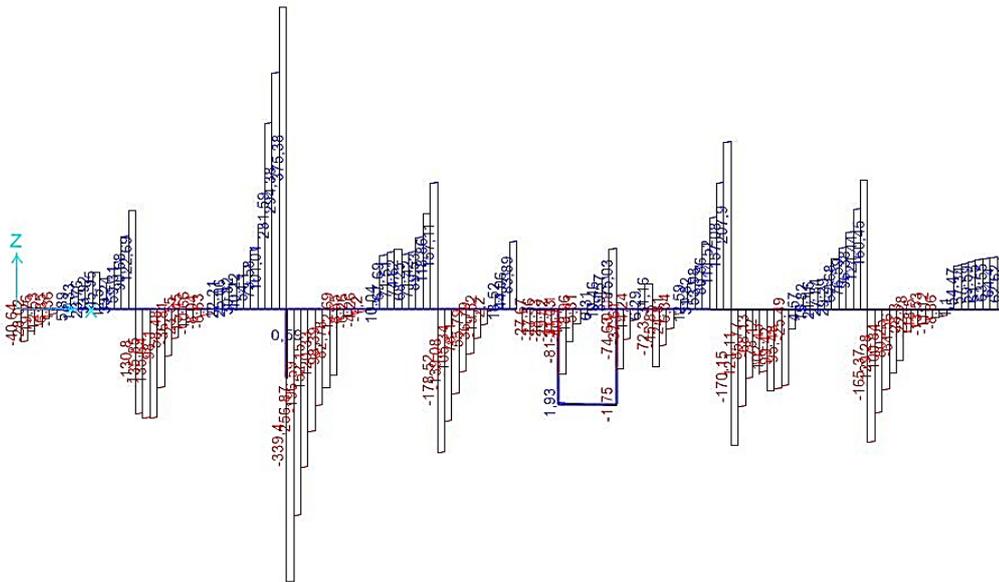
Nota-se que, na sua maioria, as vigas não apresentaram momentos fletores superiores aos de dimensionamento. Tal fato se relaciona ao efeito arco, o qual distribui os carregamentos, podendo provocar uma migração de parte do carregamento da parede (supostamente considerado como uniformemente distribuído) para as regiões dos apoios.

4.2.3 Dimensionamento ao esforço cortante nas vigas que apresentam fissuras

Tendo em vista a configuração das fissuras presentes nas vigas, observou-se que as mesmas têm sua origem na deficiência de armadura ao esforço cortante, ou seja, são fissuras de cisalhamento. Sendo assim, buscou-se analisar em todas as regiões de cada viga esses valores, fornecidos pelo SAP 2000, e, na sequência, compará-los aos utilizados no dimensionamento do projeto estrutural original e o dimensionamento desta análise.

Na Figura 4.3 é apresentado o diagrama de esforço cortante, obtido no programa SAP2000, para as vigas V11 e V12.

Figura 4.3 – Diagrama de Esforço cortante para as vigas V11 e V12.



Fonte: SAP 2000 v.18.

No Quadro 4.2 é apresentado um resumo comparativo entre os valores de esforços cortantes máximos encontrados nesta análise e os valores obtidos do projeto estrutural, nas vigas do pavimento térreo que apresentam fissuras nas regiões dos apoios.

No Anexo C, está presente um exemplo de como são dispostos os esforços da viga V5 segundo o projeto estrutural.

Quadro 4.2 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	Análise SAP2000 (kN)	Diferença (%)
V3	1°	88	93	5,68
	2°	88	14	-84,09
	3°	88	16	-81,82
	4°	109	72	-33,94
	5°	124	147	18,55
	6°	88	58	-34,09
V4	1°	71	75	5,63
	2°	95	189	98,95
	3°	71	107	50,70
	4°	71	30	-57,75
	5°	71	89	25,35
	6°	71	100	40,85
V5	1°	247	460	86,23
	2°	408	336	-17,65
	3°	167	57	-65,87
	4°	220	186	-15,45

Quadro 4.2 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo.

(continuação)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	Análise SAP2000 (kN)	Diferença (%)
V6	1°	196	222	13,27
	2°	169	117	-30,77
	3°	348	390	12,07
	4°	348	356	2,30
	5°	169	282	66,86
V8	1°	255	85	-66,67
	2°	346	230	-33,53
	3°	216	166	-23,15
	4°	139	137	-1,44
V11	1°	115	41	-64,35
	2°	169	123	-27,22
	3°	139	135	-2,88
	4°	300	375	25
	5°	356	340	-4,49
	6°	139	82	-41,01
	7°	300	158	-47,33
	8°	192	179	-6,77
	9°	139	84	-39,57
V12	1°	85	32	-62,35
	2°	85	82	-3,53
	3°	85	75	-11,76
	4°	127	208	63,78
	5°	176	171	-2,84
	6°	127	100	-21,26
	7°	239	161	-32,64
	8°	273	166	-39,19
	9°	127	64	-49,61
V19	1°	192	11	-94,27
	2°	146	60	-58,90
	3°	139	119	-14,39
	4°	216	86	-60,19
V21 Entre P32 e P1	1°	151	339	124,50
	2°	285	299	4,91
	3°	208	174	-16,35
	4°	285	233	-18,25
	5°	151	27	-82,12
V21 Entre P36 e P2	1°	151	424	180,79
	2°	285	342	20
	3°	208	201	-3,37
	4°	285	306	7,37
	5°	151	35	-76,82

Quadro 4.2 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

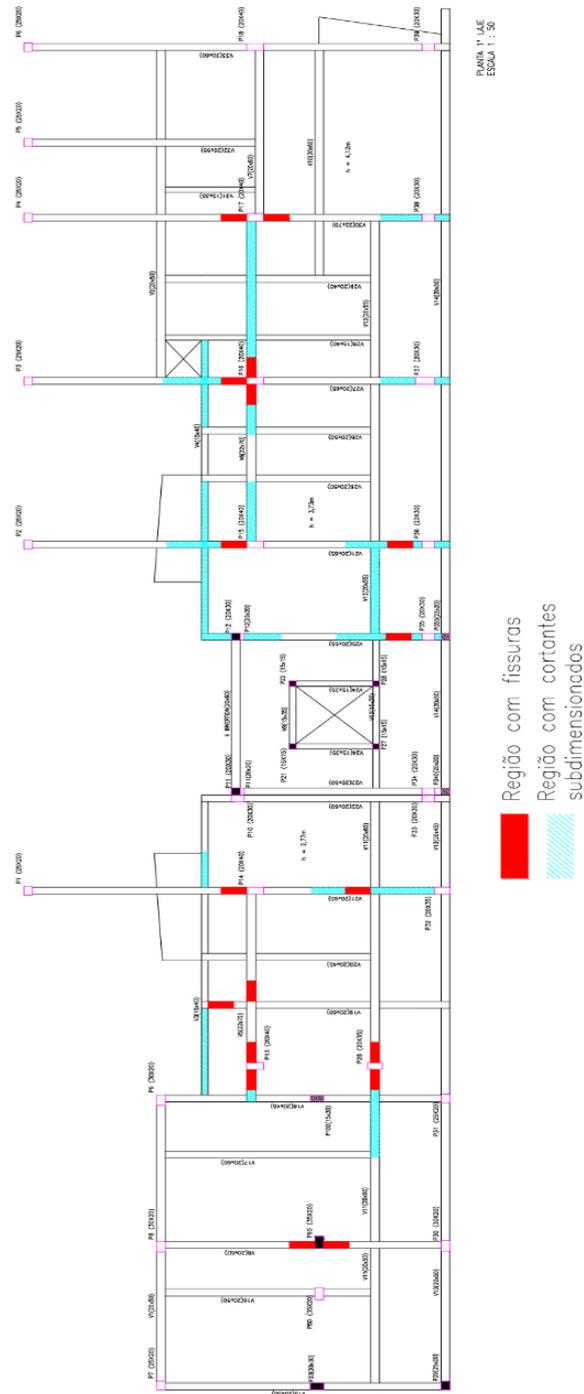
Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	Análise SAP2000 (kN)	Diferença (%)
V25	1°	126	521	199,21
	2°	194	236	7,73
	3°	126	99	-34,13
	4°	194	295	29,38
	5°	142	295	84,51
V27	1°	151	315	108,61
	2°	285	305	7,02
	3°	208	155	-25,48
	4°	208	242	16,35
	5°	151	43	-71,52
V30	1°	178	417	134,27
	2°	205	220	7,32
	3°	178	135	-24,16
	4°	422	328	-22,27
	5°	357	260	-27,17
	6°	178	108	-39,33

Fonte: Autoria própria.

Destaca-se que, na coluna que se intitula Diferença (%), os valores se referem ao resultado da diferença dos valores da Análise do SAP2000 e do Projeto Estrutural, pela divisão dos valores do Projeto Estrutural. Sendo que, quando resultam positivos significa que os valores da Análise do SAP2000 superam os valores do Projeto Estrutural, esta observação vale para todos os quadros presentes neste capítulo.

Assim, considerando os valores de esforço cortante encontrados nas análises (ver Quadro 4.2) e também conhecendo as vigas e suas regiões que apresentam fissuras, informação esta obtida através do parecer técnico produzido pelo LMCC/UFSM e também da vistoria realizada na edificação, é possível afirmar que grande parte das regiões fissuradas são aquelas que apresentam esforços cortantes superiores aos utilizados no dimensionamento, como mostra a Figura 4.4.

Figura 4.4 – Sobreposição das regiões fissuradas e maiores esforços cortantes.

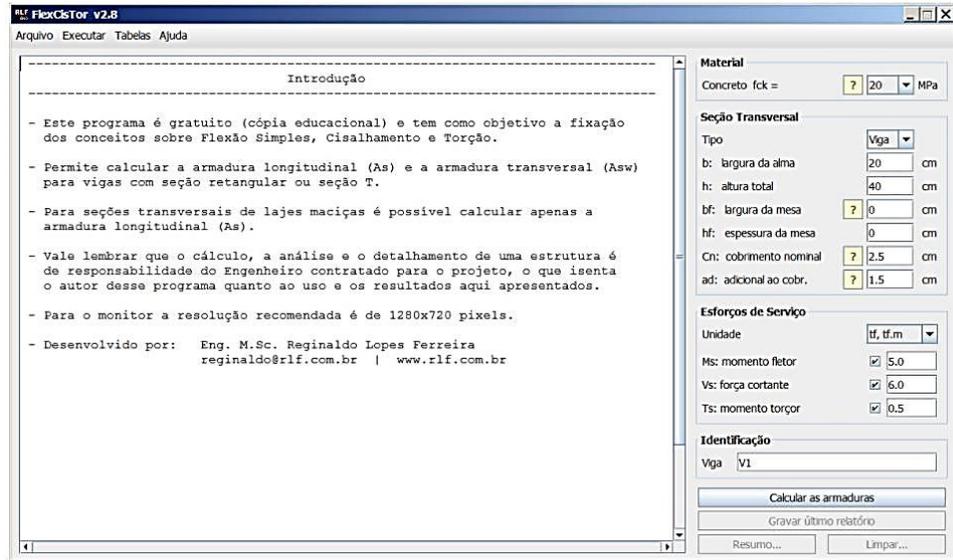


Fonte: Autoria própria.

Na sequência, a verificação se voltou na análise das áreas de aço das armaduras utilizadas nas regiões de fissuração. Ressalta-se que para a verificação das armaduras foram englobados os esforços torsores, nas regiões em que se fizeram presentes, visto que, também induzem na necessidade de armadura de cortante e armadura longitudinal.

Essa investigação se deu através do aplicativo gratuito, disponível na internet, RLF-FlexCisTor_v2.8, desenvolvido pelo Engenheiro Civil Reginaldo Lopes Ferreira, cuja tela inicial está apresentada na Figura 4.5.

Figura 4.5 – Tela de abertura do aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8.



Fonte: <http://www.rlf.com.br/flexcistor.html>.

Assim, utilizando o aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8, com as informações referentes aos dados da geometria da viga, resistência do concreto, cobrimento da armadura e os esforços nas vigas, obtidos do programa SAP2000, encontrou-se as áreas das armaduras longitudinal e transversal.

No Quadro 4.3, encontram-se resumidas as áreas de aço para a armadura transversal, obtidos a partir do projeto estrutural e também os calculados a partir desta análise.

Quadro 4.3 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (cm ² /m)	RLF (Análise SAP2000) (cm ² /m)	Diferença (%)
V3	1°	3,70	3,59	-2,97
	2°	3,70	1,33	-64,05
	3°	3,70	1,33	-64,05
	4°	5,24	4,85	-7,44
	5°	6,30	9,86	56,51
	6°	3,70	1,33	-64,05
V4	1°	2,36	5,40	128,81
	2°	4,00	12,93	223,25
	3°	2,36	4,52	91,53

Quadro 4.3 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.

(continuação)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (cm ² /m)	RLF (Análise SAP2000) (cm ² /m)	Diferença (%)
V4	4°	2,36	1,33	-43,64
	5°	2,36	3,40	44,07
	6°	2,36	4,05	71,61
V5	1°	6,30	17,34	175,24
	2°	20,00	12,69	-36,55
	3°	3,16	1,95	-38,29
	4°	5,24	3,22	-38,55
V6	1°	4,20	4,57	8,81
	2°	3,16	1,95	-38,29
	3°	16,00	14,73	-7,94
	4°	16,00	13,42	-16,13
	5°	3,16	6,77	114,24
V8	1°	13,34	1,77	-86,73
	2°	20,00	10,17	-49,15
	3°	6,30	7,42	17,78
	4°	2,86	2,60	-9,09
V11	1°	2,86	5,31	85,66
	2°	4,20	5,53	31,67
	3°	2,86	2,48	-13,29
	4°	10,00	16,53	65,30
	5°	12,50	15,00	20,00
	6°	2,86	1,77	-38,11
	7°	10,00	7,06	-29,40
	8°	5,24	7,97	52,10
	9°	2,86	5,31	85,66
V12	1°	4,20	1,33	-68,33
	2°	4,20	3,76	-10,48
	3°	4,20	7,66	82,38
	4°	2,86	10,11	253,50
	5°	5,24	8,30	58,40
	6°	2,86	1,77	-38,11
	7°	8,34	7,84	-6,00
	8°	10,00	8,10	-19,00
	9°	2,86	5,31	85,66
V19	1°	5,24	5,31	1,34
	2°	3,16	5,31	68,04
	3°	2,86	5,34	86,71
	4°	6,30	5,31	-15,71
V21 Entre P32 e P1	1°	2,86	10,24	258,04
	2°	8,34	8,66	3,84
	3°	5,24	8,59	63,93
	4°	8,34	10,96	31,41
	5°	2,86	1,77	-38,11

Quadro 4.3 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (cm ² /m)	RLF (Análise SAP2000) (cm ² /m)	Diferença (%)
V21 Entre P36 e P2	1°	2,86	17,21	501,75
	2°	8,34	13,89	66,55
	3°	5,24	9,26	76,72
	4°	8,34	13,49	61,75
	5°	2,86	1,77	-38,11
V25	1°	2,86	18,13	533,92
	2°	6,30	10,11	60,48
	3°	2,86	1,77	-38,11
	4°	6,30	12,31	95,40
	5°	3,70	12,84	247,03
V27	1°	2,86	9,28	224,48
	2°	8,34	8,89	6,59
	3°	5,24	6,40	22,14
	4°	5,24	9,89	88,74
	5°	2,86	1,77	-38,11
V30	1°	3,16	15,72	397,47
	2°	4,20	8,36	99,05
	3°	3,16	5,84	84,81
	4°	12,50	12,38	-0,96
	5°	10,00	9,87	-1,30
	6°	5,00	1,95	-61,00

Fonte: Autoria própria.

Destaca-se, com base nas informações contidas acima, que houve um grande número de regiões em que se constatou a necessidade de mais armadura do que o contido no projeto estrutural. Ressalta-se que foram incluídos os esforços torsões na análise, o que resultou em pontos com deficiência de armadura considerando o efeito conjunto de esforços cortantes e torsões, e que, somente a análise de cortante não alegaria essa necessidade.

Ainda, foram constatadas 5 regiões, destacadas em negrito (ver Quadro 4.3), em que a resistência à compressão diagonal do concreto não foi atendida, visto que não foi satisfeita a Equação 14.

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1 \quad (14)$$

Por fim, evidencia-se que a verificação do espaçamento máximo entre estribos, conforme NBR 6118:2003 item 18.3.3.2, procedeu na identificação de 5 regiões com maior espaçamento do que permitido, são elas: 1° tramo V21 entre P32 e P1 e também entre P36 e P2, em que se utilizou 22 cm, sendo permitido 19 cm; 1° tramo V25, utilizou-se 22 cm, sendo

permitido 16 cm; 5º tramo V25, utilizou-se 17 cm, sendo permitido 16 cm e, 1º tramo V27 em que se utilizou 22 cm, sendo permitido 19 cm de espaçamento máximo.

A Figura 4.6 ilustra um resumo da análise realizada pelo aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8 para o 2º tramo da V4, apresentando o não atendimento à norma NBR 6118:2003 quando verificados os esforços de cálculo cortante (V_{sd}) e torção (T_{sd}) agindo concomitantemente na seção.

Figura 4.6 – Resumo da análise realizada pelo RLF-FlexCisTor_v2.8.

The screenshot displays the 'Resumo' (Summary) window of the RLF-FlexCisTor_v2.8 application. It is divided into three main sections: 'Flexão Simples', 'Cisalhamento', and 'Torção', with a final section for 'Efeitos Combinados (Cisalhamento + Torção)'. Each section contains input fields and calculated values.

Section	Parameter	Value	Unit
Flexão Simples	Msd	0.00	kN.m
	x/d (calc)	0.00	
	x/d (limite)	0.45	
	x (LN)	0.00	cm
	As,min	0.00	cm ²
	As,t	0.00	cm ²
	As,c	0.00	cm ²
	As,pele	0.00	cm ²
Cisalhamento	Vsd	189.00	kN
	Modelo de cálculo I (Teta=45°)		
	Vc	38.30	kN
	Vsw	150.70	kN
	VRd2	204.93	kN
	Vsd / VRd2	0.92	
	Asw,min	1.33	cm ² /m
	Asw	10.00	cm ² /m
Torção	Tsd	4.20	kN.m
	Seção Vazada Equivalente...		
	TRd2	11.82	kN.m
	Tsd / TRd2	0.36	
	As,90,min	1.33	cm ² /m
	As,90	1.46	cm ² /m
Asl,total = 1.29 cm ²			
Efeitos Combinados (Cisalhamento + Torção)			
(Vsd / VRd2) + (Tsd / TRd2)		0.92 + 0.36 = 1.28	
Asw + (2 * As,90)		10.00 + (2 * 1.46) = 12.93 cm ² /m	

Fonte: RLF-FlexCisTor_v2.8.

4.3 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS CONSTRUTIVOS

Na sequência, serão analisados os mesmos esforços presentes na verificação do ELU, porém, esta faz referência à consideração dos efeitos construtivos, na qual se leva em conta as etapas construtivas. Como já relatado, a estrutura modelada no SAP2000 foi dividida em grupos, simulando cada pavimento construído na sequência evolutiva de uma obra, por fim, foi adicionada a sobrecarga.

4.3.1 Dimensionamento ao momento fletor nas vigas que apresentam fissuras

Segue o Quadro 4.4, no qual estão resumidos todos os esforços fletores nas vigas do pavimento térreo que apresentaram fissuras.

Quadro 4.4 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.

(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN.m)	SAP2000 Constr. (kN.m)	Diferença (%)
V3	1°	37	7	-81,08
	2°	40	7	-82,50
	3°	24	7	-70,83
	4°	40	10	-75
	5°	24	32	33,33
	6°	53	141	166,04
	7°	53	33	-37,74
V4	1°	37	14	-62,16
	2°	37	67	81,08
	3°	24	37	54,17
	4°	24	7	-70,83
	5°	24	21	-12,50
	6°	24	7	-70,83
	7°	24	3	-87,50
	8°	24	40	66,67
	9°	24	10	-58,33
V5	1°	289	235	-18,69
	2°	324	195	-39,81
V6	1°	196	201	2,55
	2°	346	224	-35,26
	3°	196	136	-30,61
V8	1°	262	80	-69,47
	2°	203	102	-49,75
	3°	113	36	-68,14
V11	1°	48	12	-75
	2°	109	54	-50,46
	3°	171	28	-83,63
	4°	256	156	-39,06
	5°	171	39	-77,19
	6°	204	151	-25,98
	7°	86	14	-83,72
V12	1°	21	27	28,57
	2°	21	23	9,52
	3°	78	16	-79,49
	4°	121	94	-22,31
	5°	122	49	-59,84
	6°	206	67	-67,48
	7°	156	35	-77,56
V19	1°	236	19	-91,95
	2°	86	24	-72,09
	3°	204	45	-77,94

Quadro 4.4 – Momentos fletores nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.
(conclusão)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN.m)	SAP2000 Constr. (kN.m)	Diferença (%)
V21 Entre P32 e P1	1°	122	216	77,05
	2°	229	222	-3,06
	3°	229	268	17,03
	4°	192	167	-13,02
V21 Entre P36 e P2	1°	122	169	38,52
	2°	229	142	-37,99
	3°	229	200	-12,66
	4°	192	55	-71,35
V25	1°	101	171	69,31
	2°	123	30	-75,61
	3°	101	110	8,91
V27	1°	123	128	4,07
	2°	226	141	-37,61
	3°	226	105	-53,54
	4°	192	143	-25,52
V30	1°	103	143	38,83
	2°	254	147	-42,13
	3°	324	173	-46,60
	4°	254	338	33,07

Fonte: Autoria própria.

A partir dos resultados encontrados, constatou-se que houve alguns tramos em que os esforços resultantes da análise do SAP2000 foram maiores do que os do Projeto Estrutural. Da mesma forma que na verificação anterior, pode-se atribuir tal resultado ao efeito arco, no qual os fletores nas regiões entre apoios são aliviados, sendo redistribuídos para as demais regiões.

4.3.2 Dimensionamento ao esforço cortante nas vigas que apresentam fissuras

A próxima análise se refere à verificação dos esforços cortantes, na qual são comparados os valores utilizados no dimensionamento com os resultantes da modelagem no SAP2000, análise construtiva, como se pode verificar no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.
(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	SAP2000 Constr. (kN)	Diferença (%)
V3	1°	88	93	5,68

Quadro 4.5 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.

(continuação)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	SAP2000 Constr. (kN)	Diferença (%)
V3	2°	88	11	-87,50
	3°	88	17	-80,68
	4°	109	150	37,61
	5°	124	355	186,29
	6°	88	25	-71,59
V4	1°	71	97	36,62
	2°	95	127	33,68
	3°	71	97	36,62
	4°	71	41	-42,25
	5°	71	88	23,94
	6°	71	118	66,20
V5	1°	247	494	100
	2°	408	387	-5,15
	3°	167	85	-49,10
	4°	220	267	21,36
V6	1°	196	244	24,49
	2°	169	143	-15,38
	3°	348	425	22,13
	4°	348	410	17,82
	5°	169	319	88,76
V8	1°	255	83	-67,45
	2°	346	227	-34,39
	3°	216	162	-20
	4°	139	135	-2,88
V11	1°	115	35	-69,57
	2°	169	131	-22,49
	3°	139	114	-17,99
	4°	300	400	33,33
	5°	356	366	2,81
	6°	139	94	-32,37
	7°	300	292	-2,67
	8°	192	326	69,79
	9°	139	70	-49,64
V12	1°	85	170	100
	2°	85	155	82,35
	3°	85	24	-71,76
	4°	127	229	80,31
	5°	176	184	4,55
	6°	127	127	0
	7°	239	176	-26,36
	8°	273	179	-34,43
	9°	127	70	-44,88
V19	1°	192	17	-91,15
	2°	146	65	-55,48
	3°	139	126	-9,35

Quadro 4.5 – Esforços cortantes nas vigas do pavimento térreo relativos à análise construtiva.
(conclusão)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (kN)	SAP2000 Constr. (kN)	Diferença (%)
V19	4°	216	96	-55,56
V21 Entre P32 e P1	1°	151	571	278,15
	2°	285	519	82,11
	3°	208	324	55,77
	4°	285	510	78,95
	5°	151	52	-65,56
V21 Entre P36 e P2	1°	151	473	213,25
	2°	285	356	24,91
	3°	208	242	16,35
	4°	285	274	-3,86
	5°	151	23	-84,77
V25	1°	126	521	313,49
	2°	194	236	21,65
	3°	126	99	-21,43
	4°	194	295	52,06
	5°	142	295	107,75
V27	1°	151	325	115,23
	2°	285	325	14,04
	3°	208	171	-17,79
	4°	208	264	26,92
	5°	151	48	-68,21
V30	1°	178	397	123,03
	2°	205	222	8,29
	3°	178	130	-26,97
	4°	422	353	-16,35
	5°	357	294	-17,65
	6°	178	125	-29,78

Fonte: Autoria própria.

Nota-se, a partir da coluna que se intitula Diferença (%), a presença de vários valores positivos, conforme já citado, tal resultado significa que os valores da análise pelo SAP2000 foram maiores do que os do Projeto Estrutural. Desse modo, constata-se a deficiência de armadura de cortante nessas regiões.

No Quadro 4.6, encontram-se resumidas as áreas de aço para a armadura transversal, obtidos a partir do projeto estrutural e também os calculados a partir desta análise.

Quadro 4.6 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.

(continua)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (cm ² /m)	RLF (SAP2000 Constr.) (cm ² /m)	Diferença (%)
V3	1°	3,70	3,59	-2,97
	2°	3,70	1,33	-64,05
	3°	3,70	1,33	-64,05
	4°	5,24	10,05	91,79
	5°	6,30	Ruína das bielas	-
	6°	3,70	1,33	-64,05
V4	1°	2,36	6,80	188,14
	2°	4,00	8,84	121,00
	3°	2,36	3,87	63,98
	4°	2,36	1,33	-43,64
	5°	2,36	3,31	40,25
	6°	2,36	5,26	122,88
V5	1°	6,30	18,59	195,08
	2°	20,00	14,57	-27,15
	3°	3,16	1,95	-38,29
	4°	5,24	6,24	19,08
V6	1°	4,20	5,36	27,62
	2°	3,16	1,95	-38,29
	3°	16,00	16,03	0,19
	4°	16,00	15,46	-3,37
	5°	3,16	8,18	158,86
V8	1°	13,34	1,77	-86,73
	2°	20,00	10,05	-49,75
	3°	6,30	7,24	14,92
	4°	2,86	2,48	-13,29
V11	1°	2,86	5,31	85,66
	2°	4,20	5,90	40,48
	3°	2,86	1,77	-38,11
	4°	10,00	17,63	76,30
	5°	12,50	16,10	28,80
	6°	2,86	1,77	-38,11
	7°	10,00	12,92	29,20
	8°	5,24	14,39	174,62
	9°	2,86	5,31	85,66
V12	1°	4,20	10,38	147,14
	2°	4,20	9,31	121,67
	3°	4,20	5,76	37,14
	4°	2,86	11,11	288,46
	5°	5,24	8,91	70,04
	6°	2,86	2,69	-5,94
	7°	8,34	8,57	2,76
	8°	10,00	8,70	-13,00
	9°	2,86	5,31	85,66

Quadro 4.6 – Armaduras relativas às vigas do pavimento térreo.

(conclusão)

Viga	Tramo	Projeto Estrutural (cm ² /m)	RLF (SAP2000 Constr.) (cm ² /m)	Diferença (%)
V19	1º	5,24	5,31	1,34
	2º	3,16	5,31	68,04
	3º	2,86	5,65	97,55
	4º	6,30	5,31	-15,71
V21 Entre P32 e P1	1º	2,86	Ruína das bielas	-
	2º	8,34	Ruína das bielas	-
	3º	5,24	14,62	179,01
	4º	8,34	Ruína das bielas	-
	5º	2,86	1,77	-38,11
V21 Entre P36 e P2	1º	2,86	Ruína das bielas	-
	2º	8,34	14,45	73,26
	3º	5,24	10,90	108,02
	4º	8,34	12,19	46,16
	5º	2,86	1,77	-38,11
V25	1º	2,86	Ruína das bielas	-
	2º	6,30	11,45	81,75
	3º	2,86	1,77	-38,11
	4º	6,30	14,45	129,37
	5º	3,70	14,45	290,54
V27	1º	2,86	9,68	238,46
	2º	8,34	9,68	16,07
	3º	5,24	7,02	33,97
	4º	5,24	10,79	105,92
	5º	2,86	1,77	-38,11
V30	1º	3,16	14,99	374,37
	2º	4,20	8,46	101,43
	3º	3,16	5,84	84,81
	4º	12,50	13,32	6,56
	5º	10,00	11,13	11,30
	6º	5,00	1,95	-61,00

Fonte: Autoria própria.

Com base no exposto no Quadro 4.6, nota-se um grande número de tramos com armaduras insuficientes no que se refere aos esforços obtidos através do SAP 2000. Ainda, nesta análise considerando os efeitos construtivos, percebeu-se um acréscimo no número de regiões com deficiência de armadura. Da mesma forma que anteriormente, foram incluídos os esforços torsores na análise.

Ademais, foram constatadas 6 regiões, destacadas em negrito (ver Quadro 4.6), em que a resistência à compressão diagonal do concreto não foi atendida, visto que não foi satisfeita a Equação 14.

Por fim, verificando o espaçamento máximo entre estribos, conforme NBR 6118:2003 item 18.3.3.2, identificou-se 4 regiões com maior espaçamento do que permitido, são elas: 4º tramo V3, em que se utilizou 12 cm, sendo permitido 11,5 cm; 1º e 2º tramos V12, utilizou-se 15 cm, sendo permitido 10 cm e 5º tramo V25, utilizou-se 17 cm, sendo permitido 16 cm de espaçamento máximo.

Conforme o exposto, nota-se várias regiões com área de armadura inferior, alertando para a necessidade de intervenção na estrutura. Além disso, foram verificados 6 tramos acusando ruína das bielas (ver Quadro 4.6), isso ocorre quando V_{sd} for maior do que V_{Rd2} , ou seja, a força cortante solicitante de cálculo for maior do que a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

A Figura 4.7 ilustra a tela de resultados da análise do aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8 referente 5º tramo da V3.

Figura 4.7 – Tela de análise do aplicativo RLF-FlexCisTor_v2.8.

```
>>> Cisalhamento (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)
Vs= 254.00 kN | Vsd= 355.60 kN
Vsd= (Vc= 24.87 kN) + (Vsw= 330.73 kN)
VRd2: força cortante resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.4.2.2)
VRd2= 0.27 * (1 - fck/250) * fcd * b * d
VRd2= 133.07 kN | Vsd/VRd2= 2.67
[ ATENÇÃO ] Vsd > VRd2 ->> ruína das bielas!
```

Fonte: RLF-FlexCisTor_v2.8.

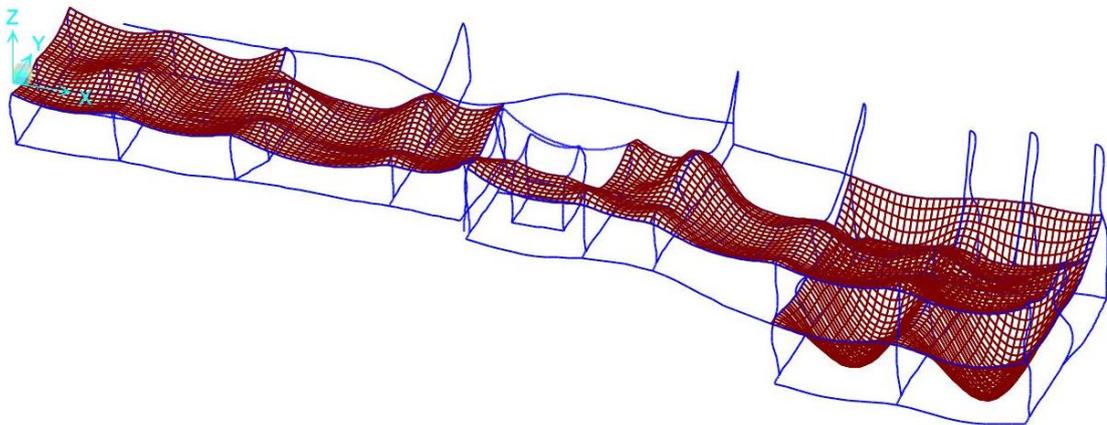
4.4 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Essa verificação está relacionada ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, tal condição preocupa-se tanto com os usuários como também com os equipamentos que a estrutura irá suportar.

Conforme já fora explanado, devido à ação do efeito arco, houve uma concentração de esforços de compressão nas extremidades da parede, com o conseqüente alívio de momentos fletores.

Na seqüência será ilustrado uma visão geral da deformada da estrutura em concreto armado, devido ao seu peso próprio, proveniente do *software* de análise, conforme mostra a Figura 4.8.

Figura 4.8 – Deformada do modelo devido ao peso próprio.



Fonte: SAP 2000 v.18.

4.4.1 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas que apresentam fissuras

De acordo com o item 13.3 da NBR 6118:2003, para a análise do Estado Limite de Serviço, devem ser verificados os deslocamentos limites, sendo esses valores práticos utilizados em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

Assim, o efeito da aceitabilidade sensorial diz respeito ao limite caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. De acordo com a Tabela 13.2 da mesma normativa, o deslocamento a considerar é o total e pode ser observado visivelmente em elementos estruturais, ainda, o limite máximo aceitável é de 250 avos do vão ($L/250$).

Apresenta-se no Quadro 4.7 as deformações verticais diferidas no tempo para algumas vigas do térreo que apresentaram patologias.

Quadro 4.7 – Deslocamentos verticais diferidos nas vigas do pavimento térreo.

Viga	Vão (cm)	Comprimento (L) (cm)	Flecha Diferida (cm)	L/250 (cm)
V3	1°	265	0,52	1,06
	2°	140	0,56	0,56
	3°	195	0,54	0,78
	4°	260	0,40	1,04
V4	1°	260	0,54	1,04
	2°	195	0,92	0,78
	3°	140	1,00	0,56
	4°	145	0,98	0,58
	5°	120	1,13	0,48
V5	1°	105	0,26	0,42
	2°	505	0,53	2,02
V6	1°	470	0,93	1,88
	2°	470	1,07	1,88
V8	1°	285	0,23	1,14
	2°	360	0,26	1,44
V11	1°	405	0,27	1,62
	2°	515	0,39	2,06
	3°	335	0,47	1,34
	4°	260	0,40	1,04
V12	1°	114	0,31	0,46
	2°	200	0,36	0,80
	3°	120	0,42	0,48
	4°	270	0,48	1,08
	5°	480	0,87	1,92
	6°	470	0,99	1,88
V19	1°	175	0,42	0,70
	2°	290	0,49	1,16
	3°	115	0,53	0,46
V21 Entre P32 e P1	1°	40	0,23	0,16
	2°	400	0,35	1,60
	3°	540	0,29	2,16
V21 Entre P36 e P2	1°	40	0,39	0,16
	2°	400	0,48	1,60
	3°	540	0,44	2,16
V25	1°	40	0,32	0,16
	2°	445	0,47	1,78
	3°	85	0,42	0,34
V27	1°	40	0,62	0,16
	2°	440	0,87	1,76
	3°	540	0,97	2,16
V30	1°	40	0,66	0,16
	2°	440	0,95	1,76
	3°	540	1,17	2,16

Fonte: Autoria própria.

Com base nos resultados dispostos no Quadro 4.7, identificou-se que algumas regiões das vigas V4, V19, V21, V25, V27 e V30 apresentaram flechas superiores ao limite normativo de aceitabilidade sensorial, destacadas em negrito. Além disso, notou-se que as análises da viga V4 apontaram deslocamentos verticais em 4 dos 5 vão que compõem a viga.

Ademais, ainda considerando o efeito da aceitabilidade sensorial, avaliou-se a partir das cargas acidentais as vibrações sentidas no piso, sendo o deslocamento limite 350 avos do vão ($L/350$), porém, a verificação no *software* não exprimiu valores que superaram os limites normativos, sendo que foram analisadas as mesmas vigas do Quadro 4.7. Desta maneira, todas as 13 vigas atenderam ao limite de vibrações sentidas no piso.

4.4.2 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas que apresentam fissuras para análise construtiva

Na sequência, as mesmas 13 vigas foram avaliadas levando em conta a análise incremental, ou os efeitos construtivos. Averiguando os mesmos efeitos que vistos no item anterior e, posteriormente, comparando-os aos limites normativos.

Sendo assim, no Quadro 4.8 é possível verificar os resultados obtidos através das simulações no *software* SAP 2000 para as deformações verticais em algumas das vigas do pavimento térreo, avaliando seu efeito diferido no tempo.

Quadro 4.8 – Deslocamentos verticais diferidos nas vigas do pavimento térreo tendo em vista a análise incremental.

(continua)

Viga	Vão (cm)	Comprimento (L) (cm)	Flecha Diferida (cm)	L/250 (cm)
V3	1°	265	0,71	1,06
	2°	140	0,81	0,56
	3°	195	0,83	0,78
	4°	260	1,83	1,04
V4	1°	260	0,62	1,04
	2°	195	1,00	0,78
	3°	140	1,08	0,56
	4°	145	1,05	0,58
	5°	120	1,27	0,48
V5	1°	105	0,24	0,42
	2°	505	0,73	2,02
V6	1°	470	1,00	1,88
	2°	470	1,17	1,88
V8	1°	285	0,22	1,14

Quadro 4.8 – Deslocamentos verticais diferidos nas vigas do pavimento térreo tendo em vista a análise incremental.

(conclusão)

Viga	Vão (cm)	Comprimento (L) (cm)	Flecha Diferida (cm)	L/250 (cm)
V8	2°	360	0,26	1,44
V11	1°	405	0,24	1,62
	2°	515	0,39	2,06
	3°	335	0,61	1,34
	4°	260	1,21	1,04
V12	1°	114	0,55	0,46
	2°	200	0,44	0,80
	3°	120	0,47	0,48
	4°	270	0,51	1,08
	5°	480	0,92	1,92
	6°	470	1,03	1,88
V19	1°	175	0,51	0,70
	2°	290	0,63	1,16
	3°	115	0,71	0,46
V21 Entre P32 e P1	1°	40	0,40	0,16
	2°	400	0,60	1,60
	3°	540	0,64	2,16
V21 Entre P36 e P2	1°	40	0,43	0,16
	2°	400	0,49	1,60
	3°	540	0,57	2,16
V25	1°	40	0,45	0,16
	2°	445	0,55	1,78
	3°	85	0,55	0,34
V27	1°	40	0,63	0,16
	2°	440	0,92	1,76
	3°	540	1,05	2,16
V30	1°	40	0,59	0,16
	2°	440	0,96	1,76
	3°	540	1,29	2,16

Fonte: Autoria própria.

Constatou-se que a consideração dos efeitos construtivos incluiu mais 5 vãos que superaram o deslocamento vertical limite (L/250) pela normativa NBR 6118:2003, em seu item 13.2, avaliando o efeito da aceitabilidade sensorial.

Da mesma forma que anteriormente, considerando o efeito da aceitabilidade sensorial para as vibrações sentidas no piso, em que o deslocamento a se considerar é o devido a cargas acidentais, os resultados do SAP 2000 não mostraram valores para flechas acima dos limites normativos. Assim, as 13 vigas analisadas atenderam ao limite de vibrações sentidas no piso.

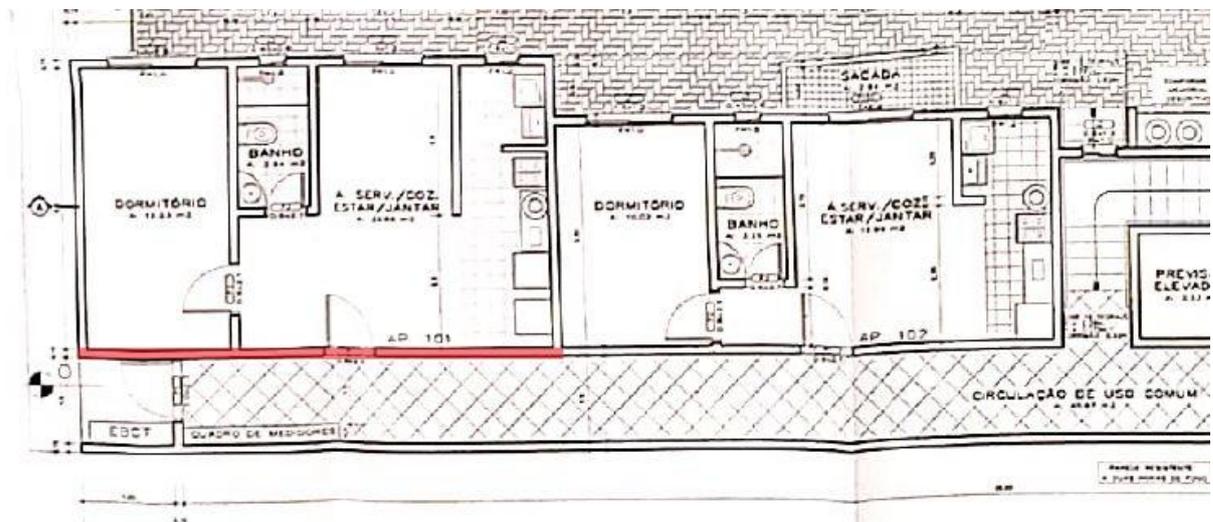
4.5 COMPRESSÃO NA REGIÃO DE ESMAGAMENTO DA ALVENARIA

Conforme tratado no Parecer Técnico/LMCC e também comentado no Capítulo 3, na parede que divide o corredor de acesso ao prédio e o apartamento 201, há um trecho da alvenaria onde houve expulsão da parede dos blocos indicando que houve esmagamento da alvenaria.

Assim, a última verificação se dará na região em que se constatou esmagamento na alvenaria, em que serão avaliados os esforços cortantes e momentos fletores, como também serão conferidas as flechas e a tensão de compressão atuante. Ressalta-se que os valores serão comparados aos disponíveis no Projeto Estrutural, também com os limites normativos e ainda, com a tensão resistente da alvenaria, respectivamente.

Verificou-se, a partir da planta do arquitetônico, que a região onde ocorreu o esmagamento é a da correspondente em vermelho na Figura 4.9, porém, no modelo simulado encontra-se no nível 2,75m.

Figura 4.9 – Região com esmagamento na alvenaria.



Fonte: Projeto Arquitetônico.

4.5.1 Verificação dos deslocamentos verticais nas vigas

Esta análise buscou identificar possíveis flechas excessivas na região com presença de patologias. Os resultados se encontram resumidos no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Deslocamentos verticais diferidos na viga da região em que houve esmagamento.

Vão (cm)	Comprimento (L) (cm)	Flecha Dif. SAP_Linear (cm)	Flecha Dif. SAP_Constr. (cm)	L/250 (cm)
1º	405	0,35	0,36	1,62
2º	430	0,47	0,44	1,72

Fonte: Autoria própria.

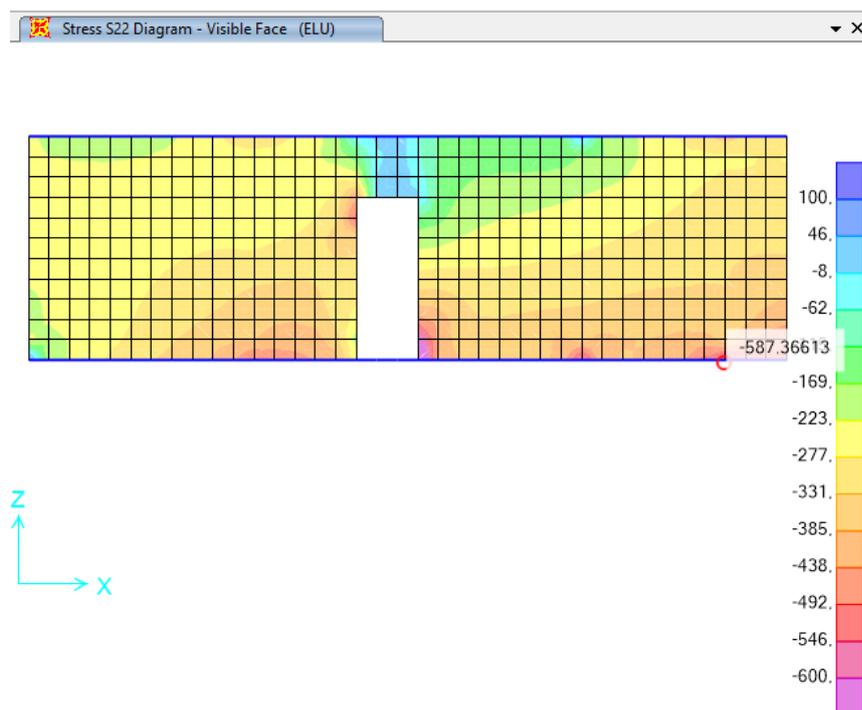
Assim, encontrou-se tanto para a análise linear da estrutura, como para a consideração dos efeitos construtivos valores de deslocamentos verticais que não estão acima dos limites normativos.

4.5.2 Tensão de compressão atuante na parede com esmagamento

Por fim, avaliou-se para a região em vermelho (ver Figura 4.9) as tensões de compressão atuantes, afim de comparar com a resistente pela alvenaria, bem como pelo prisma (bloco mais argamassa).

Verificou-se que o maior valor para essa região foi de 587,37 kN/m², concordante ao ilustrado na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Tensões de compressão na região com esmagamento na alvenaria.



Fonte: SAP 2000 v.18.

Conforme trazido no item 3.1.3 deste estudo de caso, a resistência característica mínima das paredes é de 1,53 MPa, já os prismas executados com o mesmo bloco e argamassa dos utilizados na obra devem ter resistência mínima 2,2 MPa. Sendo a resistência mínima para blocos avaliada em 5 MPa.

Esses valores foram retirados do Parecer Técnico/UFSM, atendendo ao máximo carregamento resultante nas paredes do pavimento térreo, considerando que as cargas permanentes e acidentais de uso foi 67 kN/m, resultando em uma tensão de compressão característica atuante de 478,6 kN/m².

Conforme o exposto, o resultado das simulações do SAP 2000 mostraram um valor de tensão de compressão vertical atuante bem elevado.

Dessa forma, fazendo uso das Equações 6 a 9, com uso da tensão encontrada, tem-se: resistência característica mínima das paredes deve ser de 1,87 MPa, já os prismas executados com o mesmo bloco e argamassa dos utilizados na obra devem ter resistência mínima 2,67 MPa. Sendo a resistência mínima para blocos avaliada em 5,93 MPa.

Tendo em vista tais resultados, conclui-se que deveria ter sido utilizado um bloco com um valor de resistência maior do que 5,93 MPa, visto que, através das cores na Figura 4.10, existem regiões com maiores tensões.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho se deteve na análise do vigamento do térreo, verificando os esforços responsáveis pelas patologias identificadas in loco, ou seja, fissuras, flechas e região com esmagamento da alvenaria. Nesta consideração, avaliaram-se 13 vigas fissuradas destacando regiões em que os esforços cortantes resultaram, através da análise em *software*, maiores do que os utilizados no dimensionamento.

Dessa forma, consideram-se pontos críticos da estrutura as vigas que apresentaram mais do que 50% de suas regiões com esforços cortantes maiores do que os que constam em projeto estrutural. Assim, identificou-se como pontos críticos da estrutura as vigas denominadas de V3, V4, V5, V6, V12, V21 entre P32 e P1, V21 entre P36 e P2, V25 e V27.

Ressalta-se ainda, que, 11 das 13 vigas analisadas, apresentaram pelo menos uma região com esforços cortantes maiores do que o de projeto, e em apenas duas não foram identificados pontos de risco, são elas: V8 e V19.

Tendo em vista os resultados em se avaliou a região de esmagamento da alvenaria é possível afirmar que tal situação não ocorreu por deformação excessiva da viga, mas sim, por uma tensão de compressão vertical elevada, em função do efeito arco.

5 CONCLUSÕES

Neste estudo de caso foi abordada a análise estrutural de um edifício multifamiliar edificado na cidade de Santa Maria/RS em função de suas manifestações patológicas.

Este estudo se deu por meio de modelagem no *software* SAP 2000 o qual tem sua base de análise no Método dos Elementos Finitos, assim, o maior diferencial deste trabalho está na consideração dos efeitos construtivos, no qual, os carregamentos verticais recebem uma análise não-convencional, ou seja, seguem o cronograma de construção.

Ademais, com o objetivo de entender um pouco sobre as patologias e suas causas, bem como, sobre o funcionamento do *software* utilizado, foi proposto no capítulo dois um estudo destes assuntos.

Além disso, a partir dos resultados encontrados no capítulo quatro, através do SAP, foi possível constatar que grande parte das regiões fissuradas apresentam esforços que superam os de projeto estrutural, o que comprova a origem de suas fissuras, colaborando para configurar os resultados como satisfatórios. Além disso, constatou-se um significativo número de regiões nas quais as flechas foram superiores aos limites normativos.

Ainda, levando-se em conta a análise incremental, ou efeitos construtivos, pode-se perceber um crescimento no valor dos cortantes e, inclusive, a adição de regiões que, na primeira análise, não tinham sido apontadas como de risco, o que corrobora para a eficiência dos métodos utilizados. Ainda, avaliando as áreas de armaduras utilizadas ao cortante, verificou-se uma deficiência das mesmas em algumas regiões da maioria das vigas analisadas.

Acrescenta-se também a identificação de 6 regiões em que se constatou ruína das bielas ($V_{sd} > V_{Rd2}$), sendo que a V21 entre P32 e P1 apresentou esse resultado em 3 dos seus 5 tramos. Também, foi aferido, em vários tramos um não atendimento à resistência à compressão diagonal do concreto. O que corrobora para manifestações patológicas encontradas na visita in loco, resultantes da deficiência de armadura de cortante.

Por fim, aferiu-se a região em que houve esmagamento, concluindo que em função da não observância de deslocamentos verticais além dos limites normativos, o esmagamento se deu, provavelmente, em decorrência de tensão de compressão vertical elevada, devendo ter sido utilizado um bloco com mais do que 5,93 MPa.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Análise dos esforços axiais em pilares, confrontando-os aos de projeto estrutural;

- Avaliar esforços considerando a interação solo-estrutura;
- Estudo sobre intervenções necessárias para recuperação/reforço das patologias encontradas.

REFERÊNCIAS

- ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos: a base da tecnologia CAE / análise dinâmica**. 2ªed. São Paulo: Érica, 2008. 305 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575** – Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro. 2013.
- _____. **NBR 15575-1** – Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro. 2013.
- _____. **NBR 15812-1** – Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro. 2010.
- _____. **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.
- _____. **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- _____. **NBR 5739** – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 2018.
- _____. **NBR 7680** – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão. Rio de Janeiro. 2015.
- BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. **Patologia das Estruturas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.
- CAPORRINO, C. F. **Patologias em alvenarias**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.
- CREMONINI, R. A. **Incidência de manifestações patológicas em unidades escolares da região de Porto Alegre: Recomendações para projeto, execução e manutenção**. Porto Alegre, 1988. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/>>. Acesso em: 29 setembro de 2021.
- HELENE, P. R. L. **Manual para Reparo, reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1992. 213 p.
- LONGO, H. I. **Utilização do Computador no Projeto de Estruturas**. Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008.
- MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: Causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2007.
- MOHAMAD, G. **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. 2ª ed. Ampliada e revisada conforme a NBR 16868/2020. São Paulo: Blucher, 2020. 423 p.
- Parecer Técnico elaborado pela equipe técnica do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria.

PARSEKIAN, G. A. **Alvenaria Estrutural**. 121.088 – Turmas A & B. São Paulo: EdUFSCar, 2017. 92p.

PEREIRA, J. L. **Alvenaria Estrutural** – Cálculo, Detalhamento e Comportamento. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2015.

PINA, G. L. de. **Patologia nas habitações populares**. Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006577.pdf>>. Acesso em: 01 outubro de 2021.

RAMOS, J. R. S., **APOSTILA CURSO BÁSICO SAP2000**. [S.l.: s.n.], 2017. 33p.

SENA, G. O.; NASCIMENTO, M. L. M.; NETO, A. C. N. **Patologia das construções**. Salvador: 2B, 2020. 256 p.

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

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2020.

YAZIGI, W. **A técnica de edificar**. 10ª ed. São Paulo: Pini, 2009.

<<https://www.proceq.com/pt/compare/detector-de-armaduras-e-medidor-de-camada/>>. Acesso em: 11 outubro de 2021.

ANEXO C – EXEMPLO DOS ESFORÇOS DE UMA VIGA SEGUNDO O PROJETO ESTRUTURAL

